

Universidade Federal do Rio de Janeiro

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOFTWARES COMERCIAIS NO CÁLCULO
E DETALHAMENTO DE UM EDIFÍCIO COM LAJE NERVURADA

Bruno Vianna Pedrosa

2013



ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOFTWARES COMERCIAIS NO CÁLCULO E DETALHAMENTO DE UM EDIFÍCIO COM LAJE NERVURADA

Bruno Vianna Pedrosa

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Flávia Moll de Souza Judice

Rio de Janeiro

Abril de 2013

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOFTWARES COMERCIAIS NO CÁLCULO
E DETALHAMENTO DE UM EDIFÍCIO COM LAJE NERVURADA

Bruno Vianna Pedrosa

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Prof.^a Flávia Moll de Souza Judice, D.Sc.
(Orientadora)

Prof.^a Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

ABRIL de 2013

Pedrosa, Bruno Vianna

Análise Comparativa entre Softwares Comerciais no Cálculo e Detalhamento de um Edifício com Laje Nervurada/ Bruno Vianna Pedrosa. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

XVI, 128 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Flávia Moll de Souza Judice

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 98-99.

1. Laje Nervurada. 2. Utilização de Softwares Comerciais. 3. Análise estrutural. 4. Dimensionamento. 5. Detalhamento. I. Judice, Flávia Moll de Souza. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu pai, Fernando César Freitas Pedrosa, por ser, além de um maravilhoso pai e meu maior amigo, o melhor engenheiro que já conheci.

Todo meu esforço e dedicação ao estudo da engenharia sempre tiveram a melhor referência: meu pai.

Fico imensamente feliz ao ver que sou motivo de orgulho para ele, mas quero que tenha muito mais motivos para se orgulhar de mim ao longo de minha carreira.

Vou batalhar bastante para, quem sabe um dia, ser um engenheiro tão inteligente, completo e respeitado como meu pai.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por tudo.

Agradeço imensamente aos meus pais, Fernando e Flávia, por todo esforço dedicado à minha criação; por tanto amor, carinho e amizade dados de forma tão especial a mim; pelos nobres valores que me passaram, possibilitando eu ser, hoje, a pessoa que sou. Sem eles, nada na minha vida seria possível.

Agradeço às minhas irmãs, Amanda, Fernanda e Bianca, que, em todos os momentos da minha vida, estiveram presentes me dando muito amor e carinho. Servir de espelho para elas, sempre me deu muita força.

Agradeço, também, aos meus avós, Antonio e Marly, por me amarem demais e sempre buscarem fazer de tudo para me agradar. Eles são os responsáveis pela constituição de uma família tão bonita e pela criação de um ambiente tão bom de se viver.

Aos meus tios e primos, o meu muito obrigado. Sempre pude contar com a grande amizade e o enorme carinho que tiveram por mim.

Sou particularmente grato à minha namorada, Letícia, pelo companheirismo. Ela que, independente se o momento era de tranquilidade ou de estresse, esteve ao meu lado me dando muito amor e carinho e trazendo de volta o sorriso para o meu rosto. Incrível o amor e a confiança que deposita em mim.

A todos os meus amigos, o meu sincero agradecimento. Ao Matheus, Thiago e Vítor, em especial, o meu muito obrigado por estarem ao meu lado colaborando para o sucesso nesses cinco anos de uma trajetória árdua e vitoriosa.

Agradeço à minha faculdade e meus professores pela minha excelente e diferenciada formação.

Agradeço, por fim, à minha orientadora, Professora Flávia Moll, pela atenção e colaboração neste projeto.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Análise Comparativa entre Softwares Comerciais no Cálculo e Detalhamento de um Edifício com Laje Nervurada

Bruno Vianna Pedrosa

Abril/2013

Orientadora: Flávia Moll de Souza Judice

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho trata da utilização de dois softwares comerciais para análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura de um edifício com laje nervurada em concreto armado.

Os softwares utilizados neste trabalho foram o CYPECAD e o TQS, muito utilizados para a elaboração de projetos de estruturas de edifícios.

A ideia do trabalho é conhecer o funcionamento dos programas, fornecendo ao engenheiro mais ferramentas para sua vida profissional.

Após o processamento da estrutura nos programas, pontos importantes na saída de resultados foram avaliados, de modo a verificar o bom funcionamento e a confiabilidade dos programas.

Palavras-chave: Laje Nervurada, Concreto Armado, Softwares Comerciais, Análise Estrutural, Dimensionamento, Detalhamento.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

Comparative Analysis between Commercial Softwares in Design and Detailing of building with Ribbed Slab

Bruno Vianna Pedrosa

April/2013

Advisor: Flávia Moll de Souza Judice

Course: Civil Engineering

This work deals with the use of two comercial softwares for structural analysis, design and detailing of a building with ribbed slab in reinforced concrete.

The used softwares in this work were CYPECAD and TQS, widely used for structural design of buildings.

The work's idea is knowing the software's operation, giving to the engineer more tools to his professional life.

After processing the structure in the softwares, key points in the output results were evaluated in order to check the software's proper functioning and reliability.

Keywords: Ribbed slab, Reinforced Concrete, Commercial Softwares, Structural Analysis, Design, Detailing.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. LAJE NERVURADA.....	5
2.1. DEFINIÇÃO	5
2.2. TIPOS.....	5
2.3. DIMENSÕES LIMITES – NBR 6118:2007	10
2.4. CÁLCULO SIMPLIFICADO	12
2.5. AÇÕES.....	12
2.6. APOIOS INTERMEDIÁRIOS – MOMENTO NEGATIVO	13
2.7. DIMENSIONAMENTO	15
2.7.1. FLEXÃO.....	15
2.7.1.1. LINHA NEUTRA PASSA PELA MESA.....	15
2.7.1.2. LINHA NEUTRA PASSA PELA NERVURA	16
2.7.1.3. MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS	17
2.7.2. ESFORÇO CORTANTE	18
2.7.2.1. LAJES COM ESPAÇAMENTO ENTRE EIXOS DE NERVURAS MENOR OU IGUAL A 65 cm	19
2.7.2.2. LAJES COM ESPAÇAMENTO ENTRE EIXOS DE NERVURAS ENTRE 65 cm E 110 cm.....	20
3. LAJE LISA OU COGUMELO.....	22
3.1. DEFINIÇÃO	22
3.2. ESTIMATIVA DA ESPESSURA.....	24
3.3. MÉTODO APROXIMADO DA NBR 6118:2007.....	24
3.4. ARMADURAS	27
3.5. PUNÇONAMENTO	30
3.5.1. TENSÃO RESISTENTE DE COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO NA SUPERFÍCIE CRÍTICA C	34
3.5.2. TENSÃO RESISTENTE NA SUPERFÍCIE CRÍTICA C' EM TRECHOS SEM ARMADURA DE PUNÇÃO	34
3.5.3. TENSÃO RESISTENTE NA SUPERFÍCIE CRÍTICA C' EM TRECHOS COM ARMADURA DE PUNÇÃO	35
3.5.4. ARMADURA DE PUNÇÃO	35
3.5.5. CAPITÉIS	38
3.5.5.1. CAPITEL ESTREITO – CONTORNO C e C ₂ '	38
3.5.5.2. CAPITEL INTERMEDIÁRIO – CONTORNO C e C ₁ '	39
3.5.5.3. CAPITEL LARGO – CONTORNO C, C ₁ ' e C ₂ '	39
4. O PROJETO	40
4.1. LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	40
4.1.1. LAJE NERVURADA	40
4.1.2. PILARES	41
4.1.3. MACIÇOS	42

4.1.4.	VIGA DE BORDO	42
4.1.5.	CINTAS	43
4.1.6.	FUNDAÇÕES.....	43
4.1.7.	PLANTAS DE FÔRMAS.....	44
4.2.	CARREGAMENTOS	44
4.2.1.	CARGAS SUPERFICIAIS (DISTRIBUÍDAS) NAS LAJES	44
4.2.2.	CARGAS LINEARES NA ALVENARIA	45
4.2.3.	CARGAS PONTUAIS.....	46
4.2.3.1.	CARGA DA ESCADA	46
4.2.3.2.	CARGA DA CAIXA D'ÁGUA.....	48
4.2.4.	PESO PRÓPRIO DE VIGAS E PILARES.....	49
4.2.5.	CARGA DE VENTO.....	49
5.	UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA CYPECAD	50
5.1.	criação de um novo edifício.....	50
5.2.	DEFINIÇÃO DOS PAVIMENTOS	50
5.3.	DEFINIÇÃO DAS CARGAS NAS LAJES.....	51
5.4.	DESENHOS DE BASE (“MÁSCARAS”)	51
5.5.	DIVISÃO DO EDIFÍCIO EM GRUPOS	51
5.6.	ESCOLHA DE NORMAS	52
5.7.	ESCOLHA DE MATERIAIS	52
5.8.	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES	53
5.9.	DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E POSICIONAMENTO NA ESTRUTURA.....	54
5.9.1.	PILARES	54
5.9.2.	VIGAS	55
5.9.3.	LAJES	56
5.10.	APLICAÇÃO DAS CARGAS	58
5.11.	MODELO EM 3D.....	59
5.12.	APOIOS	60
5.13.	PROCESSAMENTO	61
6.	RESULTADOS DO CYPECAD.....	62
6.1.	VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS	62
6.1.1.	CARGA NO PILAR	62
6.1.2.	ARMADURA DE FLEXÃO NO MACIÇO	67
6.1.2.1.	CÁLCULO DA ARMADURA NEGATIVA EM X	68
6.1.2.2.	CÁLCULO DA ARMADURA NEGATIVA EM Y	69
6.1.2.3.	ARMADURA PROPOSTA PELO PROGRAMA NA DIREÇÃO HORIZONTAL X	69
6.1.2.4.	ARMADURA PROPOSTA PELO PROGRAMA NA DIREÇÃO VERTICAL Y.....	70
6.1.2.5.	TAXAS DE ARMADURA.....	71
6.1.3.	PUNÇÃO	71
6.1.4.	ARMADURA DA NERVURA (MOMENTO POSITIVO)	73
6.1.5.	CISALHAMENTO NA LAJE NERVURADA.....	74
6.1.6.	ARMADURA DE COLAPSO PROGRESSIVO	77

6.1.7. ARMADURA DO PILAR.....	77
6.1.8. ARMADURA DA VIGA	79
6.1.9. VERIFICAÇÃO DA FLECHA	82
6.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O DETALHAMENTO	84
7. UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA TQS	88
7.1. CRIAÇÃO DO EDIFÍCIO	88
7.2. MODELO ESTRUTURAL.....	89
7.3. DEFINIÇÃO DOS PAVIMENTOS.....	89
7.4. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS.....	89
7.5. COBRIMENTOS UTILIZADOS.....	90
7.6. CARREGAMENTOS	91
7.7. DESENHOS DE BASE.....	92
7.8. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E POSICIONAMENTO NA ESTRUTURA.....	92
7.8.1. PILARES	92
7.8.2. VIGAS	92
7.8.3. LAJES	93
7.9. CARGAS APLICADAS	93
7.9.1. CARGAS DISTRIBUÍDAS NAS LAJES	93
7.9.2. CARGAS LINEARES DE ALVENARIA	94
7.9.3. CARGAS PONTUAIS.....	94
7.9.4. VALORES UTILIZADOS	94
7.10. APOIOS	94
7.11. PROCESSAMENTO	95
8. CONCLUSÃO.....	96
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
10. ANEXOS.....	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seções transversais de lajes pré-moldadas (tipo “ π ”, alveolar, tipo trilho e tipo treliça) (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	6
Figura 2 – Laje pré-moldada do tipo treliçada (BASTOS, 2005)	6
Figura 3 – Laje pré-moldada com nervura transversal (BASTOS, 2005)	6
Figura 4 – Laje pré-moldada tipo trilho (BASTOS, 2005)	7
Figura 5 – Fôrma de laje nervurada em concreto celular autoclavado (BASTOS, 2005)	7
Figura 6 – Seção transversal de laje nervurada normal (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	8
Figura 7 – Seção transversal de laje nervurada invertida (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	8
Figura 8 – Laje nervurada dupla (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	9
Figura 9 – Lajes nervuradas em meia circunferência, alveolar e modulada (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	9
Figura 10 – Esquema de escoramento para laje nervurada com fôrmas plásticas (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	10
Figura 11 – Laje nervurada pronta com nervuras aparentes (BASTOS, 2005)	10
Figura 12 – Dimensões da laje nervurada (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	11
Figura 13 – Dimensões utilizadas na determinação do peso próprio da laje nervurada..	13
Figura 14 – Lajes nervuradas sobre apoio intermediário e a distribuição dos momentos fletores (BASTOS, 2005)	14
Figura 15 – Dimensionamento da viga T com a linha neutra passando pela mesa (LONGO, 2009)	16
Figura 16 – Dimensionamento da viga T com a linha neutra passando pela nervura (LONGO, 2009)	16
Figura 17 – Dimensionamento da viga T submetida a um momento negativo (LONGO, 2009)	18
Figura 18 – Perspectiva esquemática de um painel de laje sem vigas	22
Figura 19 – Laje cogumelo (com capitel) e laje lisa (sem capitel)	23

Figura 20 – Ruptura por puncionamento (LONGO, 2008)	23
Figura 21 – Pavimento de laje sem vigas em faixas, seguindo as direções dos pilares (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	23
Figura 22 – Laje lisa com pilares em filas ortogonais e vãos iguais (LONGO, 2008) ..	25
Figura 23 – Pórtico na direção X (LONGO, 2008)	25
Figura 24 – Pórtico na direção Y (LONGO, 2008)	25
Figura 25 – Modelo de viga contínua (LONGO, 2008)	26
Figura 26 – Distribuição de momentos pelas faixas do painel em uma dada direção (LONGO, 2008)	26
Figura 27 – Armaduras inferiores simplificadas (LONGO, 2008)	28
Figura 28 – Armaduras superiores simplificadas (LONGO, 2008)	29
Figura 29 – Armadura contra colapso progressivo (NBR 6118:2007)	29
Figura 30 – Perímetros críticos em pilares internos (LONGO, 2012)	31
Figura 31 – Perímetro crítico em pilar de borda (LONGO, 2012)	31
Figura 32 – Perímetro crítico em pilares de canto (LONGO, 2012)	32
Figura 33 – Superfícies de ruptura devidas à punção (CARVALHO e PINHEIRO, 2009)	32
Figura 34 – Contorno C' a uma distância 2d da face do pilar (LONGO, 2012)	33
Figura 35 – Especificação dos conectores (LONGO, 2012)	36
Figura 36 – Estribos aberto e fechado (LONGO, 2012)	36
Figura 37 – Disposição da armadura de punção em planta (LONGO, 2012)	36
Figura 38 – Disposição da armadura de punção em corte (LONGO, 2012)	37
Figura 39 – Armadura de punção em contornos paralelos a C' (LONGO, 2012) ...	37
Figura 40 – Capitel estreito (LONGO, 2012)	38
Figura 41 – Capitel intermediário (LONGO, 2012)	39
Figura 42 – Capitel largo (LONGO, 2012)	39
Figura 43 – Pavimentos, alturas e cotas	51
Figura 44 – Materiais utilizados na estrutura	52

Figura 45 – Definição da carga de vento	53
Figura 46 – Definição das combinações	54
Figura 47 – Definição de pilares	55
Figura 48 – Definição da seção de uma viga	56
Figura 49 – Opções disponíveis para as lajes	56
Figura 50 – Laje nervurada e fôrma já cadastrada.....	57
Figura 51 – Eixo da nervura passando no meio entre as cubas	57
Figura 52 – Maciço em torno do pilar	58
Figura 53 – Trecho de laje com cargas de alvenaria e cargas pontuais sobre pilares	59
Figura 54 – Vista em 3D do modelo	60
Figura 55 – Área de influência para um pilar em uma laje lisa (LONGO, 2012)	63
Figura 56 – Área de influência do pilar P13.....	63
Figura 57 – Esforço axial no pilar P13 devido à carga permanente antes de receber a carga da laje do piso do 2º pavimento	64
Figura 58 – Esforço axial no pilar P13 devido à carga permanente após receber a carga da laje do piso do 2º pavimento.....	65
Figura 59 – Esforço axial no pilar P13 devido à sobrecarga antes de receber a carga da laje do piso do 2º pavimento.....	65
Figura 60 – Esforço axial no pilar P13 devido à sobrecarga após receber a carga da laje do piso do 2º pavimento	66
Figura 61 – Momento fletor negativo de cálculo na direção x em torno do pilar P13	68
Figura 62 – Momento fletor negativo de cálculo na direção y em torno do pilar P13	68
Figura 63 – Detalhamento da armadura negativa na direção x no maciço em torno do pilar P13.....	70
Figura 64 – Detalhamento da armadura negativa na direção y no maciço em torno do pilar P13.....	70
Figura 65 – Maior momento positivo de cálculo encontrado na direção x na laje do piso do 2º pavimento	73
Figura 66 – Armadura positiva na nervura proposta pelo programa.....	74
Figura 67 – Distribuição do cortante na região ao redor do pilar P13.....	75

Figura 68 – Armadura de cisalhamento proposta pelo programa.....	76
Figura 69 – Detalhamento do pilar P13 ao nível da fundação.....	79
Figura 70 – “Área de influência” para a viga	80
Figura 71 – Detalhamento proposto pelo programa para a viga V1.....	82
Figura 72 – Deformada da estrutura	83
Figura 73 – Isolinhas com ponto de maior flecha no pavimento	83
Figura 74 – Detalhamento da armadura positiva para um trecho de laje nervurada	85
Figura 75 – Armadura proposta pelo programa para a punção em um pilar	85
Figura 76 – Detalhamento da armadura negativa no maciço	86
Figura 77 – Detalhamento proposto pelo programa para uma viga	87
Figura 78 – Criação do edifício, escolha de norma e tipo de estrutura	88
Figura 79 – Definição do modelo estrutural	89
Figura 80 – Definição dos pavimentos	90
Figura 81 – Definição dos materiais utilizados	90
Figura 82 – Cobrimentos utilizados	91
Figura 83 – Definição da carga de vento	91
Figura 84 – Vista em 3D do modelo TQS com vigas fictícias	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de ρ_{\min} (%) (NBR 6118:2007)	30
Tabela 2 – Cargas axiais para estudo de punção nos pilares P4, P10 e P13 no piso do 2º pavimento	67
Tabela 3 – Cargas axiais para estudo de punção nos pilares P4, P10, P13, M1, M2 e M3 no piso da cobertura.....	67
Tabela 4 – Perímetros dos contornos críticos em C e em C' para os pilares P4, P10 e P13 no piso do 2º pavimento	71
Tabela 5 – Perímetros dos contornos críticos em C e em C' para os pilares P4, P10, P13, M1, M2 e M3 no piso da cobertura	72
Tabela 6 – Tensão solicitante e tensão resistente em C para os pilares P4, P10 e P13 no piso do 2º pavimento	72
Tabela 7 – Tensão solicitante e tensão resistente em C para os pilares P4, P10, P13, M1, M2 e M3 no piso da cobertura.....	72
Tabela 8 – Esforços do P13 no nível da fundação.....	77

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho trata da análise de um edifício com laje lisa nervurada em dois softwares comerciais distintos.

A escolha por este tipo de estrutura se deu com base na utilização cada vez mais frequente tanto da tecnologia da laje nervurada quanto da laje lisa, que são um pouco diferentes do sistema tradicional de lajes com vigas amplamente estudado nos cursos de graduação.

O assunto “lajes” é de extrema importância, pois vale lembrar que, devido a seu grande volume, o pavimento de uma edificação é, provavelmente, a parte da estrutura que mais consome material. Sendo assim, projetar uma laje de forma mais racional pode significar uma boa redução nos custos da obra e um maior lucro no final do empreendimento.

A laje nervurada surge como boa opção quando se deseja trabalhar com grandes vãos. Para este caso, uma laje maciça no sistema convencional pode ser antieconômica, devido à necessidade de uma grande espessura, gerando um alto consumo de concreto e um peso próprio elevado. A laje nervurada consegue aliar o comportamento semelhante ao das placas com a eficiência das vigas na flexão, obtendo-se grande inércia e peso próprio reduzido.

Por apresentar estas características, a laje nervurada possibilita um menor consumo de concreto e de aço se comparado a outros sistemas estruturais similares. Além disso, ao trabalhar com maiores vãos, o número de pilares diminui e, conseqüentemente, o número de estruturas de fundações também diminui. O fato de se ter um peso próprio reduzido é importante para poder aliviar a fundação, haja vista que com menos pilares é natural que se tenha uma maior carga por pilar, o que poderia implicar em fundações maiores, mais resistentes e mais caras. No entanto, com o peso próprio reduzido, este problema é minimizado.

A ideia da laje lisa, laje apoiada diretamente em pilares, surge para tentar melhorar outro ponto importante na construção: tempo de execução da estrutura.

Como se sabe, hoje, o custo com a mão-de-obra representa uma importante parcela do valor total da construção. Sendo assim, nada mais normal que pensar em

aproveitar ao máximo essa mão-de-obra, reduzindo o tempo gasto nas tarefas e maximizando sua produtividade.

Com relação à estrutura, uma tarefa que consome muito tempo de serviço é a confecção e colocação das fôrmas. Neste contexto, as fôrmas para as vigas, em específico, dão ainda mais trabalho e consomem ainda mais tempo que as fôrmas das lajes. Como as fôrmas das lajes e dos pilares não podem ser dispensadas da estrutura (no caso de uma estrutura de concreto armado moldada “in loco”) e já que existe a possibilidade de se trabalhar com uma estrutura eliminando as vigas, esta é a opção para tentar diminuir o tempo de execução e aproveitar melhor a mão-de-obra.

A laje lisa permite, portanto, um menor consumo de fôrmas, menor gasto com mão-de-obra e uma redução no tempo de execução da estrutura. Além disso, a laje lisa tem como vantagem a liberdade na definição dos espaços internos, pois é possível colocar paredes ou até mesmo divisórias em qualquer ponto da estrutura, não sendo necessário colocá-las embaixo das vigas.

O inconveniente da laje lisa é que ela, geralmente, precisa de uma espessura grande para atender os requisitos do Estados Limites Últimos e do Estados Limites de Serviço. Com uma grande espessura, tem-se um maior consumo de concreto e de aço quando comparado com uma estrutura convencional de mesmos vãos.

Ao analisar concomitantemente os benefícios da laje lisa e da laje nervurada, percebe-se que a laje nervurada pode complementar e minimizar os inconvenientes da laje lisa. Sendo assim, nada melhor do que pensar em fazer uma laje lisa nervurada.

A laje lisa nervurada vai unir a vantagem da laje lisa de se conseguir um menor tempo de execução da estrutura e um menor custo da mão-de-obra com a vantagem da laje nervurada de se aliviar a carga da estrutura e se conseguir trabalhar com maiores vãos. Pode-se trabalhar, portanto, com lajes de grandes vãos, peso próprio reduzido, menor tempo de execução e menor gasto com concreto e aço.

Esta solução parece bastante atraente e, provavelmente, por isso tem ganhado espaço nos projetos mais recentes.

Além de utilizar laje lisa nervurada, o edifício analisado trabalha com vigas de borda que são importantes para combater o efeito da punção nos pilares de extremidade,

para dar maior rigidez às ações laterais e para diminuição dos deslocamentos transversais das lajes.

O método de análise da estrutura (laje lisa nervurada) através de softwares comerciais foi escolhido por ser aplicável a qualquer geometria, fornecendo resultados satisfatórios. O outro método de análise para laje lisa, proposto pela NBR 6118:2007, serve somente para um caso específico onde os pilares são dispostos em filas ortogonais de maneira regular e com vãos pouco diferentes. Sendo assim, em um projeto real, onde, na maioria das vezes, não são respeitados esses critérios do método aproximado da NBR 6118, deve ser utilizado um programa computacional, servindo o método aproximado somente, em alguns casos, para verificação da ordem de grandeza dos resultados.

Dentre os programas computacionais, poderiam ser escolhidos programas para trabalhar somente com a análise da estrutura como, por exemplo, o SAP2000. Porém, para estruturas de edifícios em geral, os softwares mais utilizados são aqueles que fazem, além da análise, o detalhamento da estrutura. Com base nisso, os softwares CYPECAD e TQS foram selecionados por serem, talvez, os mais utilizados nesta área.

O uso destes programas computacionais permite, além de representar bem a geometria da estrutura, colocar cargas como a carga de vento, que também pode ser calculada à mão, porém não com tanta precisão como no software. Sendo assim, a estrutura é analisada como um todo e é considerada a interação de todos os elementos estruturais do edifício. Portanto, a análise computacional é uma análise mais completa e mais real da estrutura do edifício.

O fato dos programas fazerem também o detalhamento da estrutura é interessante, pois o detalhamento é uma tarefa que consome bastante tempo nos escritórios de projeto. Porém, é preciso ter cuidado ao aplicar um detalhamento fornecido diretamente pelo programa. Deve-se verificar o detalhamento e ver se ele está compatível com a estrutura, pois o programa, apesar de trabalhar bem com as fórmulas matemáticas, não tem um conhecimento elaborado sobre o funcionamento das estruturas assim como um engenheiro.

Verifica-se, portanto, a importância deste trabalho: utilizar softwares comerciais que podem dar maior produtividade aos escritórios de projetos estruturais, avaliando

qual dos dois softwares irá fornecer um melhor resultado nesta tarefa de analisar e detalhar um edifício com laje lisa nervurada.

Serão verificados pontos importantes na saída do programa como: carga e armadura do pilar, armadura dos maciços, punção, armadura de flexão das nervuras, cisalhamento na laje nervurada, armadura de colapso progressivo, armadura das vigas e a flecha das lajes.

2. LAJE NERVURADA

2.1. DEFINIÇÃO

A NBR 6118:2007, em seu item 14.7.7, define: “Lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

O surgimento da laje nervurada se deu após uma análise crítica sobre o funcionamento de uma laje maciça de grandes vãos. Para vencer grandes vãos, a laje maciça precisa de uma espessura considerável e, se for analisar a posição da Linha Neutra (LN), verifica-se que existe uma pequena região de concreto comprimido e uma grande região abaixo da LN de concreto tracionado.

Como se sabe, o concreto apresenta uma resistência à tração muito pequena e que, nas verificações a solicitações normais, é desprezada. Neste caso do dimensionamento da laje, essa grande parcela de concreto tracionado não colabora na resistência à flexão, portanto nada mais normal que pensar em moldar essas regiões com fôrmas, de modo a criar vazios e economizar concreto.

2.2. TIPOS

De acordo com a definição da Norma, as lajes nervuradas podem estar enquadradas em dois grandes tipos: as moldadas no local e as pré-moldadas. Além dessa classificação, elas podem ser classificadas como unidirecionais ou bidirecionais.

No caso das lajes pré-moldadas, a grande maioria é unidirecional. Encontram-se lajes nervuradas com vigotas, lajes alveolares e duplo “T” (ou “ π ”). Nas nervuradas com vigotas, estas podem ser do tipo trilho ou com treliça.

A Figura 1 mostra as lajes pré-moldadas do tipo “ π ”, tipo alveolar, tipo trilho e tipo treliça.

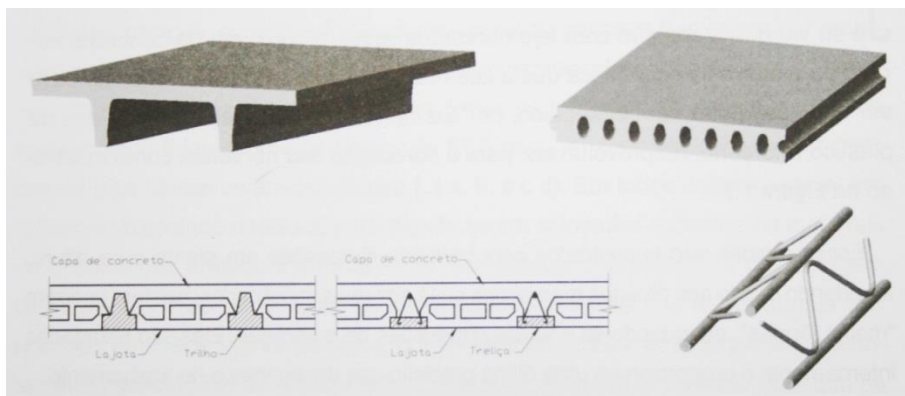


Figura 1 – Seções transversais de lajes pré-moldadas (tipo “ π ”, alveolar, tipo trilho e tipo treliça) (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

A Figura 2 mostra uma laje pré-moldada já no local antes de ser concretada.



Figura 2 – Laje pré-moldada do tipo treliçada (BASTOS, 2005).

A Figura 3 mostra uma laje pré-moldada com nervura transversal.



Figura 3 – Laje pré-moldada com nervura transversal (BASTOS, 2005).

A Figura 4 mostra uma laje pré-moldada tipo trilho em detalhes.

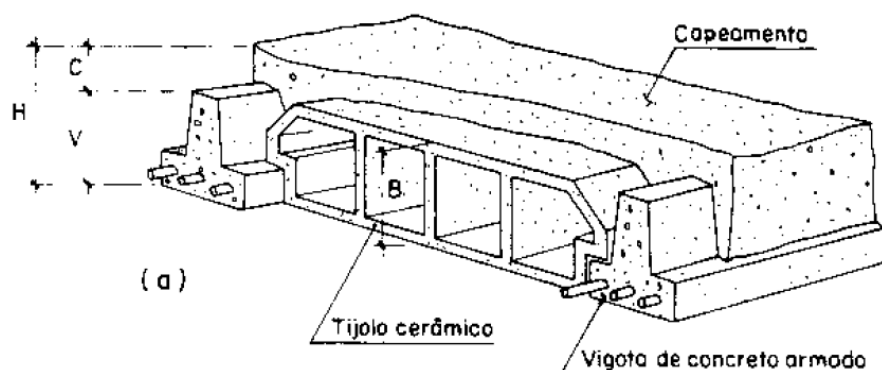


Figura 4 – Laje pré-moldada tipo trilho (BASTOS, 2005).

As lajes moldadas no local podem ser unidirecionais ou bidirecionais e podem ser feitas utilizando fôrmas plásticas ou algum material inerte (mais barato e mais leve) como fôrma. A Figura 5 mostra uma laje nervurada utilizando como fôrma o concreto celular autoclavado.



Figura 5 – Fôrma de laje nervurada em concreto celular autoclavado (BASTOS, 2005).

A laje unidirecional é recomendada quando a relação entre os vãos for superior a dois, sendo a bidirecional recomendada quando a relação entre vãos for inferior a dois.

Na prática, hoje em dia, as mais utilizadas são as fôrmas plásticas, que são reaproveitáveis, e trabalham, geralmente, em duas direções. Essas fôrmas são consideradas sustentáveis, pois podem ser reutilizadas diversas vezes, diferentemente

das fôrmas de madeira ainda muito utilizadas na construção civil. Além disso, as fôrmas plásticas garantem uma ótima precisão nas dimensões e no acabamento.

A laje nervurada convencional possui uma capa de concreto superior que une as nervuras. Existe também a laje nervurada invertida com a capa de concreto embaixo e as nervuras em cima, além da laje nervurada dupla.

A Figura 6 mostra uma laje nervurada normal.

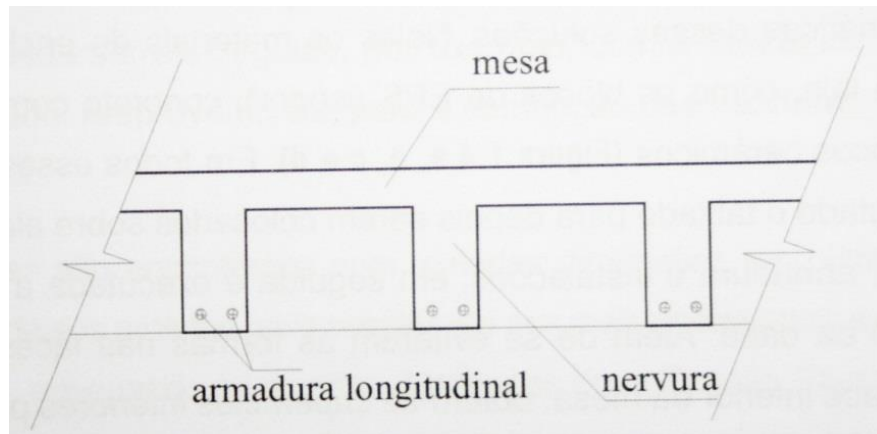


Figura 6 – Seção transversal de laje nervurada normal (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

As Figuras 7 e 8 mostram uma laje nervurada invertida e uma laje nervurada dupla, respectivamente.

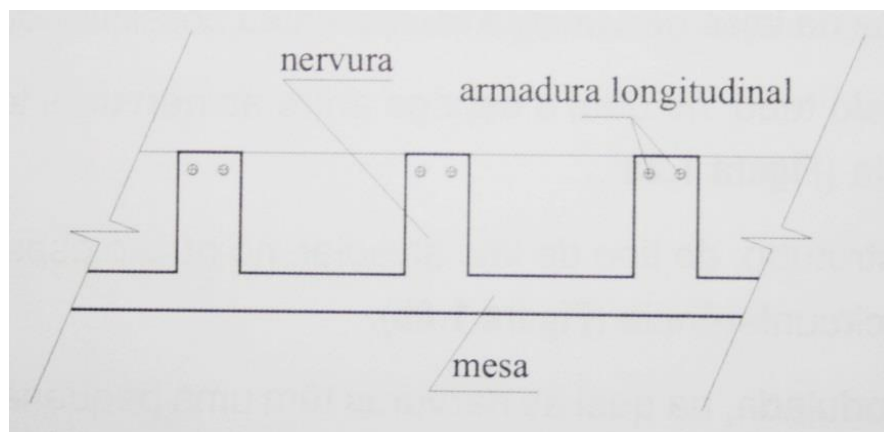


Figura 7 – Seção transversal de laje nervurada invertida (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

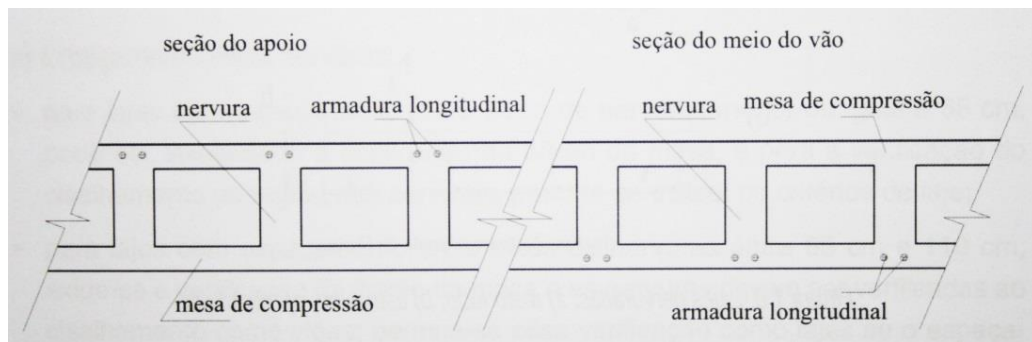


Figura 8 – Laje nervurada dupla (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

O formato da laje nervurada ainda pode ser variado, sendo o espaço entre as nervuras em forma de meia circunferência ou em forma alveolar ou de forma modulada, na qual a nervura tem uma pequena inclinação para facilitar a desforma. A Figura 9 mostra esta variedade no formato das lajes nervuradas.

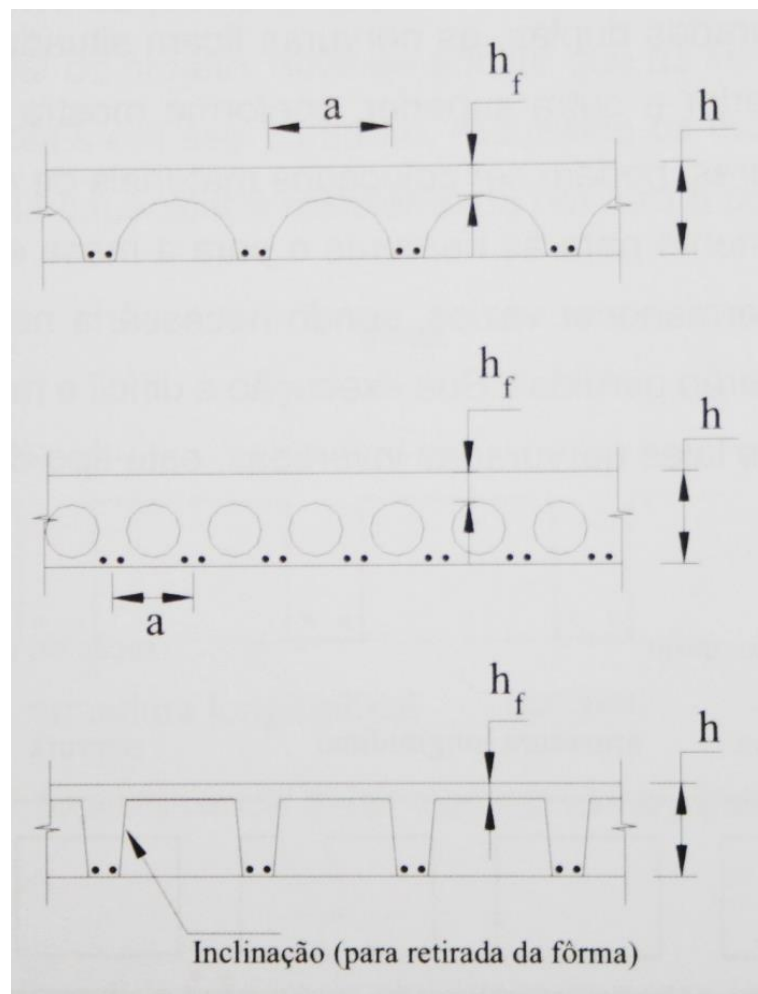


Figura 9 – Lajes nervuradas em meia circunferência, alveolar e modulada (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

A Figura 10 ilustra o esquema de escoramento para uma laje nervurada utilizando fôrmas plásticas e a Figura 11 mostra uma laje nervurada já executada com nervuras aparentes.

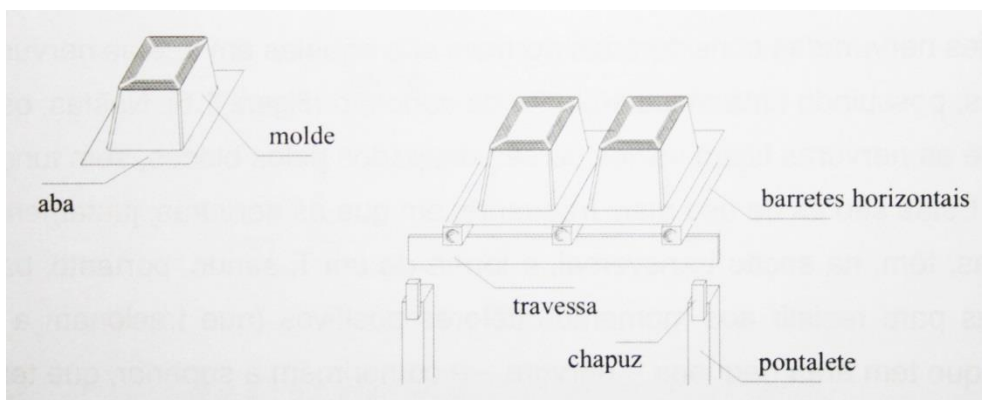


Figura 10 – Esquema de escoramento para laje nervurada com fôrmas plásticas (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).



Figura 11 – Laje nervurada pronta com nervuras aparentes (BASTOS, 2005).

2.3. DIMENSÕES LIMITES - NBR 6118:2007

De acordo com o item 13.2.4.2, a Norma recomenda que a espessura da mesa, quando não houver tubulações embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre nervuras e não menor que 3 cm. Havendo tubulações embutidas, com diâmetro máximo de até 12,5 mm, o valor mínimo de espessura da capa é de 4 cm.

Ainda no item 13.2.4.2, a Norma estabelece que a espessura das nervuras não deve ser inferior a 5 cm e, caso esta espessura seja inferior a 8 cm, não é permitido o uso de armadura de compressão.

No que diz respeito ao espaçamento entre as nervuras, o item 13.2.4.2 apresenta o seguinte:

- “para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje”;
- “para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm”;
- “para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura”.

A Figura 12 mostra recomendações da Norma com relação às dimensões da laje nervurada.

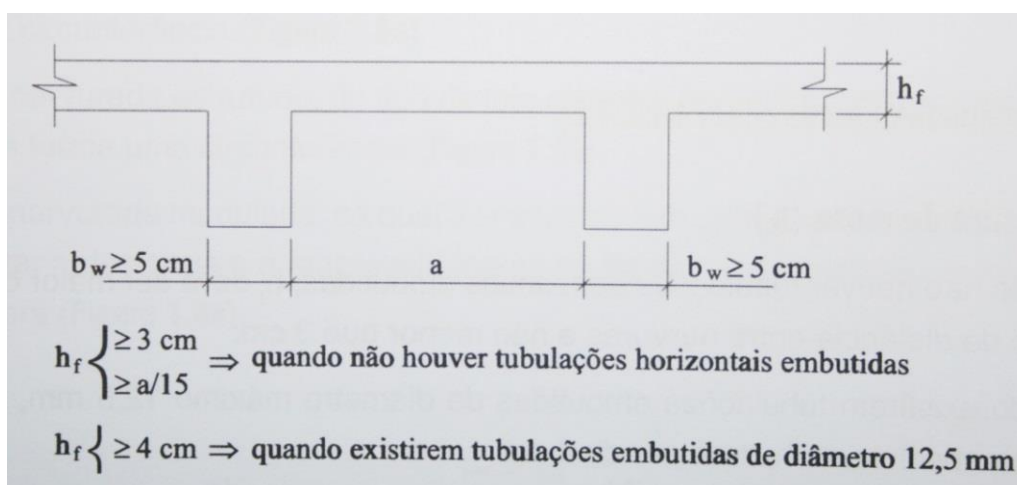


Figura 12 – Dimensões da laje nervurada (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

2.4. CÁLCULO SIMPLIFICADO

A laje nervurada pode ser interpretada como um conjunto de vigas (unidirecionais ou bidirecionais) solidarizadas por uma capa de concreto. Porém, conforme apresentado anteriormente, a NBR 6118:2007 permite fazer o cálculo da laje nervurada como uma laje maciça, desde que sejam obedecidas as condições já apresentadas no item 2.3.

O cálculo simplificado se faz com a determinação dos esforços solicitantes, como momentos fletores e reações de apoio, além dos deslocamentos através de tabelas desenvolvidas para lajes maciças através da Teoria da Elasticidade (tabelas de Czerny, tabelas de Bares, etc).

No item 14.7.7, a Norma prescreve que as lajes bidirecionais podem ser calculadas, para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças e que as lajes unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção das nervuras, desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção.

Na necessidade de um cálculo mais rigoroso, ao invés do cálculo simplificado, a laje nervurada pode ser calculada como uma grelha ou através do Método dos Elementos Finitos. Para isso, existem programas computacionais que permitem fazer este tipo de cálculo de forma mais simples e rápida.

2.5. AÇÕES

De acordo com a NBR 6118:2007, em seu item 11, e com a NBR 8681:2003, as ações nas lajes nervuradas podem ter causas variadas e se destacam as ações permanentes e as variáveis.

Com respeito às ações permanentes e variáveis, existe uma norma específica, a NBR 6120:1980. Esta Norma determina as cargas acidentais a serem usadas no projeto.

A determinação das cargas provenientes das paredes de alvenaria, que é uma carga permanente, é feita exatamente como se faz nas lajes maciças.

O peso próprio das lajes nervuradas é obtido subtraindo-se a espessura dos vazios da espessura total da laje de concreto. A Figura 13 apresenta as dimensões empregadas no cálculo do peso próprio da laje nervurada.

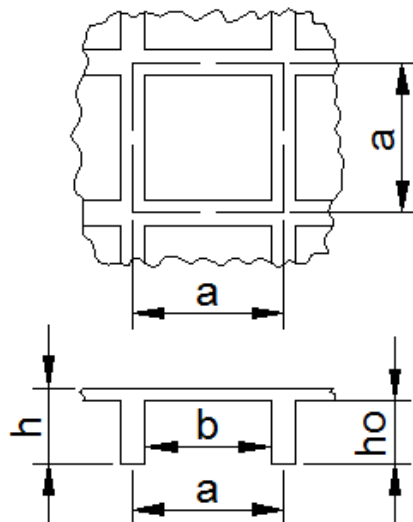


Figura 13 – Dimensões utilizadas na determinação do peso próprio da laje nervurada.

De acordo com as Eq. (1) a (3), podem ser determinadas as espessuras de vazios e do concreto, bem como o peso próprio da laje nervurada.

$$\text{Espessura de vazios: } hv = \frac{b \cdot b \cdot ho}{a \cdot a} \quad (1)$$

$$\text{Espessura equivalente de concreto: } hc = h - hv \quad (2)$$

$$\text{Peso Próprio} = hc \cdot \gamma_{C.A.}, \text{ sendo } \gamma_{C.A.} = \frac{25kN}{m^3} \quad (3)$$

Além das cargas de peso próprio e de alvenaria, devem ser adotados valores para a carga de revestimento, que varia conforme o material utilizado (pisos de madeira, pisos cerâmicos, pisos de porcelanato, pisos de granito, etc.).

2.6. APOIOS INTERMEDIÁRIOS – MOMENTO NEGATIVO

Conforme apresentado, a laje nervurada tem um sistema que trabalha muito bem para os momentos positivos, ou seja, tem uma capa de concreto que une as nervuras,

sendo estas as que contêm a zona de tração para os momentos positivos. Sendo assim, para os momentos positivos, o cálculo da armadura é claramente feito para a nervura.

Porém, ao se deparar com uma viga que serve de apoio a duas lajes distintas, mas contínuas, surge um momento negativo sobre esse apoio. Segundo BASTOS (2005), o projeto da laje nervurada para os momentos fletores negativos pode ser feito admitindo-se uma das seguintes hipóteses:

- “a seção na nervura (seção retangular), com armadura simples (negativa), é suficiente para suportar o momento fletor negativo;
- se a seção da nervura é insuficiente com armadura simples, pode-se utilizar armadura dupla, desde que $b_w \geq 8 \text{ cm}$. Nesse cálculo, os limites impostos para a posição da linha neutra devem ser obedecidos, visando garantir a necessária ductilidade;
- a seção da nervura é insuficiente, mas pode-se aumentar a seção (normalmente a altura)”.

Outra possível solução para se trabalhar com o momento fletor negativo é: a utilização de laje nervurada com mesa dupla nessas regiões. Esta opção é pouco prática devido a sua dificuldade de execução.

A Figura 14 mostra duas lajes nervuradas, com continuidade, apoiadas sobre uma viga central.

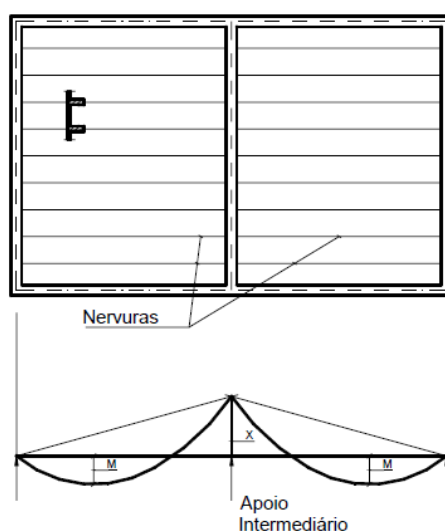


Figura 14 – Lajes nervuradas sobre apoio intermediário e a distribuição dos momentos fletores (BASTOS, 2005).

2.7. DIMENSIONAMENTO

Conforme apresentado item 2.4, as lajes nervuradas bidirecionais podem ter seus esforços determinados pela Teoria das Placas através das tabelas existentes e amplamente conhecidas para o cálculo das lajes maciças. Os esforços, no entanto, são fornecidos para faixas de largura unitária (por metro). No caso das lajes nervuradas, para se fazer o dimensionamento, é necessário determinar o momento fletor atuante em cada nervura, ou seja, ao invés de se trabalhar com um esforço por metro, precisa-se trabalhar com um esforço por nervura. Para encontrar o esforço por nervura, basta multiplicar o valor encontrado para a faixa de um metro pela distância entre eixos das nervuras.

2.7.1. FLEXÃO

No caso de momentos fletores positivos, a laje nervurada fica com a mesa comprimida e a armadura pode ser determinada com o cálculo para uma seção T. É necessário verificar a posição da linha neutra (LN).

Se a linha neutra passar pela mesa, a área comprimida é retangular e o dimensionamento é feito com a largura da mesa. Se a LN passar pela nervura, a área comprimida é em forma de T, então esta área deve ser dividida em duas, sendo uma delas formada pelas abas da mesa e a outra pela nervura.

O procedimento de cálculo para as duas situações é apresentado a seguir.

2.7.1.1. LINHA NEUTRA PASSA PELA MESA

A Figura 15 mostra o caso da linha neutra passando pela mesa em uma viga T.

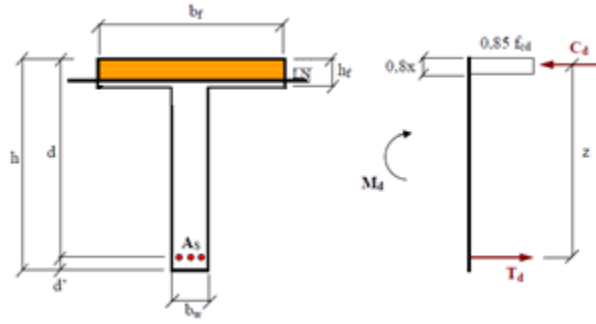


Figura 15 – Dimensionamento da viga T com a linha neutra passando pela mesa (LONGO, 2009).

Nesse caso, o cálculo do k_{md} é feito de acordo com a Eq. (4):

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4)$$

Com o k_{md} , pode-se calcular o k_x através da Eq. (5):

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,563 - 3,676 \cdot k_{md}} \quad (5)$$

Sabendo que $x = k_x \cdot d$, acha-se o valor de x e, então, pode-se verificar se $x \leq h_f$. Caso esta verificação seja atendida, a LN passa pela mesa e a armadura é dada pela Eq. (6):

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad , \quad \text{sendo } k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad (6)$$

2.7.1.2. LINHA NEUTRA PASSA PELA NERVURA

A Figura 16 mostra o caso da linha neutra passando pela nervura em uma viga T.

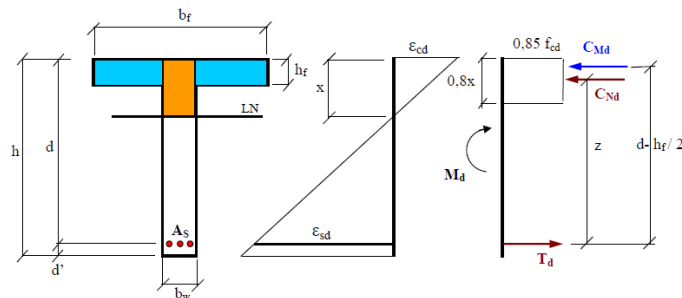


Figura 16 – Dimensionamento da viga T com a linha neutra passando pela nervura (LONGO, 2009).

Nesse caso, divide-se a área T comprimida em duas. Sendo assim, o momento fletor de cálculo pode ser entendido como o momento resistido pela mesa mais o momento resistido pela nervura. A Eq. (7) apresenta este raciocínio:

$$M_d = M_{Md} + M_{Nd} \quad (7)$$

sendo:

M_{Md} – momento resistido pela mesa

M_{Nd} – momento resistido pela nervura

O momento M_{Md} resistido pela mesa é dado pela Eq. (8):

$$M_{Md} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \quad (8)$$

O momento M_{Nd} resistido pela nervura é determinado pela Eq. (9):

$$M_{Nd} = M_d - M_{Md} \quad (9)$$

Com o M_{Nd} já calculado, pode-se fazer o cálculo do k_{md} através da Eq. (10):

$$k_{md} = \frac{M_{Nd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (10)$$

A armadura é então calculada considerando a parcela da mesa e da nervura conforme mostrado na Eq. (11):

$$A_s = \frac{M_{Md}}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Nd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (11)$$

2.7.1.3. MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS

No caso de momento fletores negativos, a nervura é comprimida e, portanto, a área comprimida é retangular. O procedimento de cálculo é mostrado a seguir.

A Figura 17 mostra o caso de uma viga T submetida a um momento negativo.

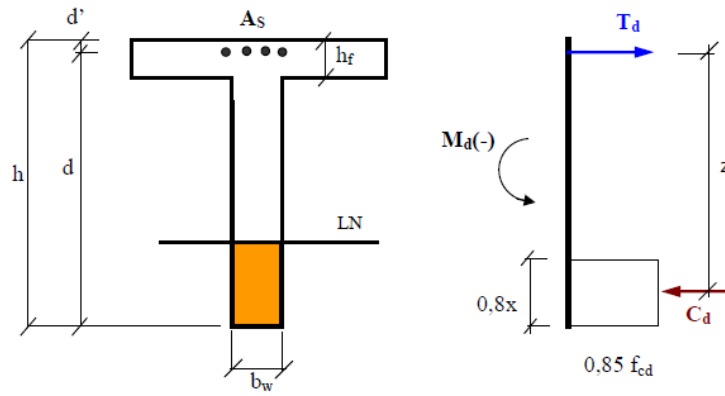


Figura 17 – Dimensionamento da viga T submetida a um momento negativo (LONGO, 2009).

Nesse caso, o cálculo do k_{md} é feito de acordo com a Eq. (12):

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (12)$$

Com o k_{md} , acha-se o k_z através da Eq. (13):

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot (1,25 - \sqrt{1,563 - 3,676 \cdot k_{md}}) \quad (13)$$

Então, a armadura é dada pela Eq. (14):

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (14)$$

Além da área das armaduras, é importante observar os seguintes aspectos: comprimento das armaduras de modo a cobrir o diagrama de momentos fletores, ancoragem das armaduras e armadura mínima.

2.7.2. ESFORÇO CORTANTE

Conforme apresentado no item 2.3, o cálculo para o esforço cortante é feito com base no espaçamento entre as nervuras.

2.7.2.1. LAJES COM ESPAÇAMENTO ENTRE EIXOS DE NERVURAS MENOR OU IGUAL A 65 cm

Neste caso, a Norma recomenda fazer a verificação do cisalhamento através dos critérios de laje.

Em seu item 19.4.1, a NBR 6118:2007 define que as lajes nervuradas ou maciças podem prescindir de uma armadura transversal para resistir aos esforços de tração causados pelo cortante. A dispensa dessa armadura para o cortante se faz quando é obedecida a seguinte relação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (15)$$

sendo:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (16)$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (17)$$

- $k = 1$ para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio

- $k = (1,6 - d)$, não menor que 1, com d em metros, para os outros casos

$$\rho_1 = \frac{A_{S1}}{b_w \cdot d} \text{ não maior que } 0,02 \quad (18)$$

- A_{S1} é a área da armadura de tração que se estende até não menos que $(d + l_{b,nec})$ além da seção considerada; com $l_{b,nec}$ definido no item 9.4.2.5 da NBR 6118:2007.

Caso a relação $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ seja atendida, não será necessário colocar armadura transversal. Em caso contrário, deve-se calcular a armadura transversal necessária para suportar o esforço cortante.

No item 19.4.2, a NBR 6118:2007 recomenda que, no cálculo de lajes com armadura para força cortante, a resistência dos estribos tenha valores máximos de:

- 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;
- 435 MPa, para lajes com espessura maior que 35 cm;

- para lajes com espessuras entre 15 cm e 35 cm, a resistência dos estribos pode ser interpolada linearmente.

Além disso, o item 19.4.2 da Norma prescreve que são aplicados os critérios estabelecidos no item 17.4.2, o que será abordado em seguida.

2.7.2.2. LAJES COM ESPAÇAMENTO ENTRE EIXOS DE NERVURAS ENTRE 65 cm E 110 cm

Neste caso, o esforço cortante nas nervuras deve ser verificado como nas vigas e haverá sempre uma armadura transversal nas nervuras, mesmo que mínima.

Segundo o item 17.4.2.1 da NBR 6118:2007, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória se as seguintes condições forem obedecidas:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (19)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (20)$$

onde:

- V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo na seção transversal
- V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, conforme os Modelos de Cálculo I e II
- $V_{Rd3} = V_{sw} + V_c$ é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
- V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça
- V_{sw} é a parcela absorvida pela armadura transversal, conforme os Modelos de Cálculo I e II

Neste trabalho, será apresentado somente o Modelo de Cálculo I da Norma, que se encontra em seu item 17.4.2.2.

“O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} .”.

A verificação da compressão diagonal do concreto se faz da seguinte forma:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (21)$$

sendo:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad , \quad \text{com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (22)$$

O cálculo da armadura transversal se faz através da Eq. (23):

$$A_{sw/s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (\text{usando estribos verticais}) \quad (23)$$

onde:

- $V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção

$$\circ \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

- f_{ywd} varia entre 435 MPa e 250 MPa, conforme apresentado no item 2.7.2.1
- $V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção
- $V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + M_o / M_{sd,m\acute{a}x}\right) \leq 2 \cdot V_{c0}$ na flexo-compressão

3. LAJE LISA OU COGUMELO

3.1. DEFINIÇÃO

De acordo com a NBR 6118:2007, em seu item 14.7.8, “Lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são as apoiadas nos pilares sem capitéis”.

Por não terem a presença das vigas, essas lajes recebem as ações (permanentes, acidentais, etc) e transmitem-nas diretamente aos pilares. Essa ligação deve ser suficientemente resistente para que a transmissão das ações aconteça de forma correta e segura. É importante observar que nesta ligação existe uma força cortante de alta intensidade, o que deve ser verificado para que não ocorra a ruína da laje pelo fenômeno de punção. Com base nisso, surge a ideia do capitel, um engrossamento da laje na região de ligação da laje com o pilar, de modo a reduzir as tensões cisalhantes.

A Figura 18 mostra uma perspectiva esquemática de uma laje lisa. A Figura 19 mostra a diferença de uma laje cogumelo para uma laje lisa.

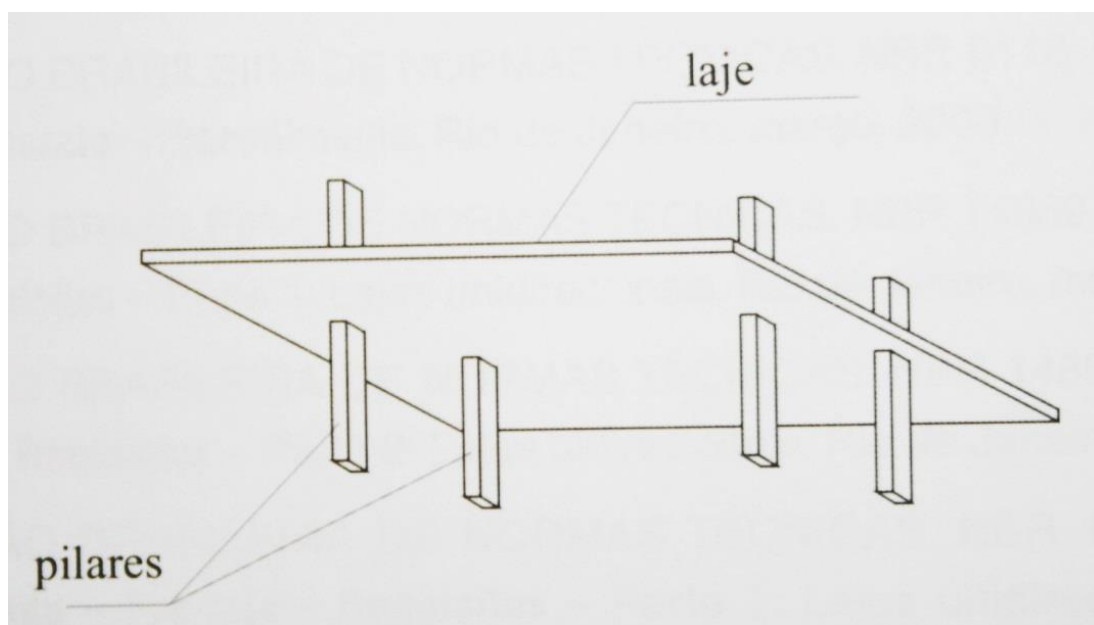


Figura 18 – Perspectiva esquemática de um painel de laje sem vigas.

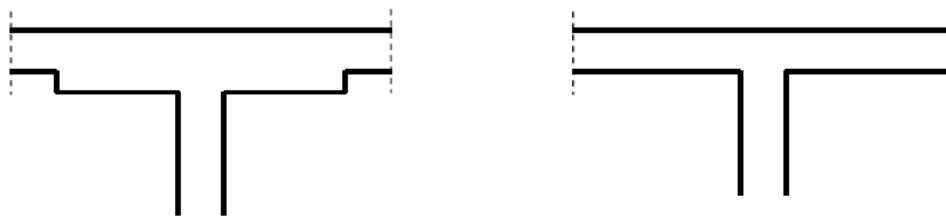


Figura 19 – Laje cogumelo (com capitel) e laje lisa (sem capitel).

A Figura 20 mostra um esquema para representar a ruptura por puncionamento no caso de uma laje lisa.

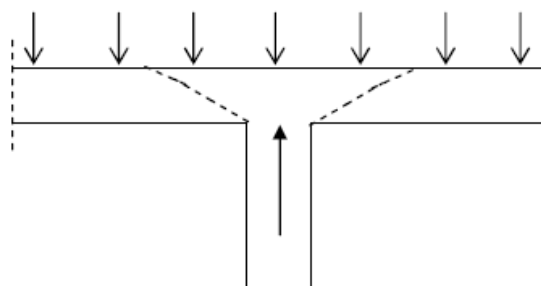


Figura 20 – Ruptura por puncionamento (LONGO, 2008).

A Figura 21 mostra uma laje nervurada apoiada diretamente em pilares, que é exatamente o caso estudado neste trabalho.

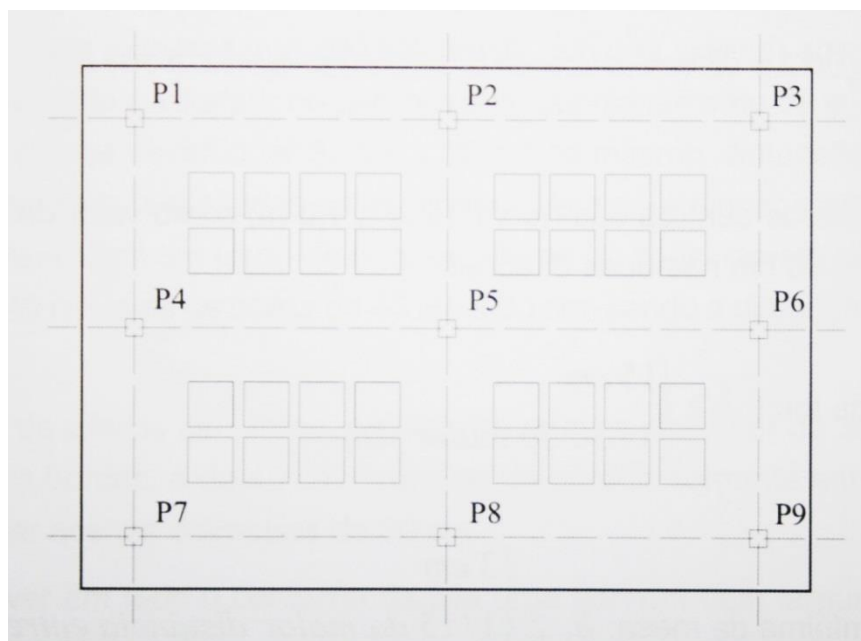


Figura 21 – Pavimento de laje sem vigas em faixas, seguindo as direções dos pilares (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

3.2. ESTIMATIVA DA ESPESSURA

De acordo com a NBR 6118:2007, em seu item 13.2.4.1, a espessura mínima para laje lisa é de 16 cm, enquanto para a laje cogumelo é de 14 cm.

De acordo com o critério do ACI 318 (1983), a estimativa da espessura é dada de acordo com o tipo de aço e o maior vão do painel. Para o aço CA-50, a estimativa é feita de acordo com a Eq. (24):

$$h = \frac{l}{31} \quad (24)$$

3.3. MÉTODO APROXIMADO DA NBR 6118:2007

De acordo com a Norma, em seu item 14.7.8, “A análise estrutural de lajes lisas e cogumelo deve ser realizada mediante emprego de procedimento numérico adequado, por exemplo, diferenças finitas, elementos finitos e elementos de contorno”.

No entanto, para casos específicos em que os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, é permitido fazer um cálculo aproximado baseado em processos elásticos com redistribuição, usando em cada direção pórticos múltiplos.

LEONHARDT e MÖNNIG (1978) sugerem que o método aproximado só deve ser utilizado quando a relação entre vãos for:

$$3/4 \leq l_y/l_x \leq 4/3 \quad (25)$$

A Figura 22 mostra uma laje lisa atendendo aos critérios do Método Aproximado e as faixas nas duas direções para o cálculo dos pórticos.

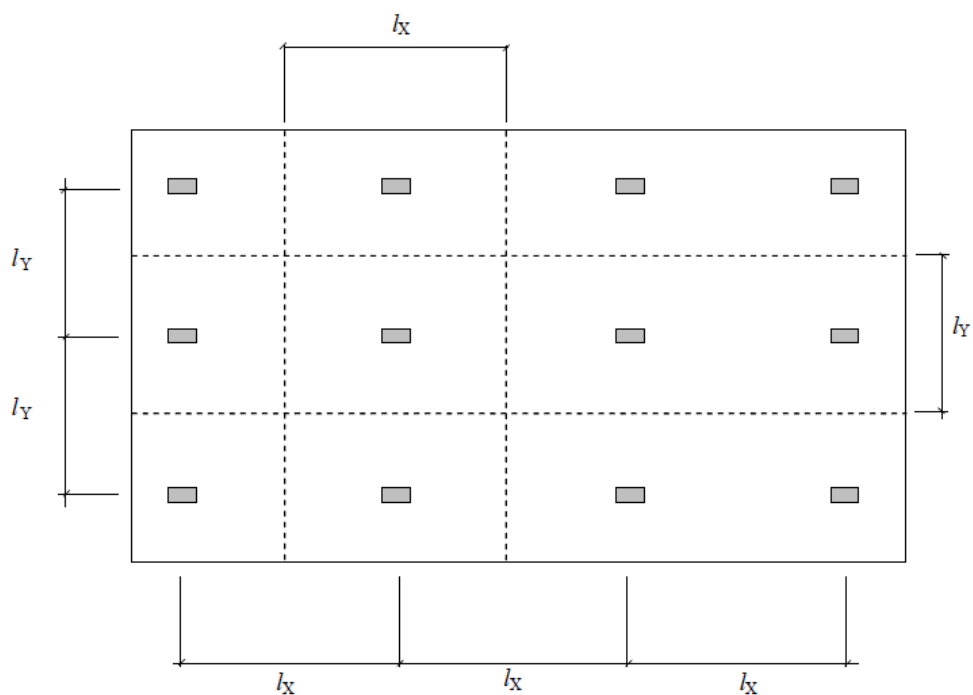


Figura 22 – Laje lisa com pilares em filas ortogonais e vãos iguais (LONGO, 2008).

Os pórticos correspondentes a estas faixas, para as duas direções (X e Y), são mostrados nas Figuras 23 e 24.

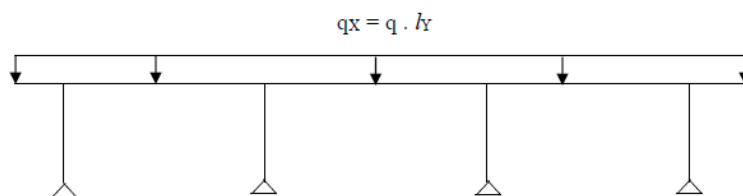


Figura 23 – Pórtico na direção X (LONGO, 2008).

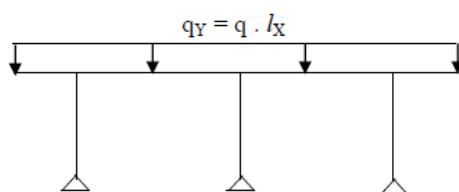


Figura 24 – Pórtico na direção Y (LONGO, 2008).

Segundo a Norma, para cada pórtico deve ser considerada a carga total. As cargas nas duas direções são apresentadas nas Eq. (26) e (27).

$$q_x = q \cdot l_y \quad (26)$$

$$q_y = q \cdot l_x \quad (27)$$

sendo:

- q a carga total atuante na laje
- q_x a carga na direção x
- q_y a carga na direção y

LEONHARDT e MÖNNIG (1978) sugerem que, além do modelo de pórtico, a análise da laje lisa pode ser feita por um modelo de viga contínua. A Figura 25 ilustra o modelo.

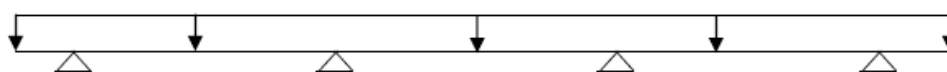


Figura 25 – Modelo de viga contínua (LONGO, 2008).

Ainda de acordo com a NBR 6118:2007, a distribuição dos momentos fletores, em cada direção, deve ser feita da seguinte forma:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

A Figura 26 mostra essa distribuição de momentos.

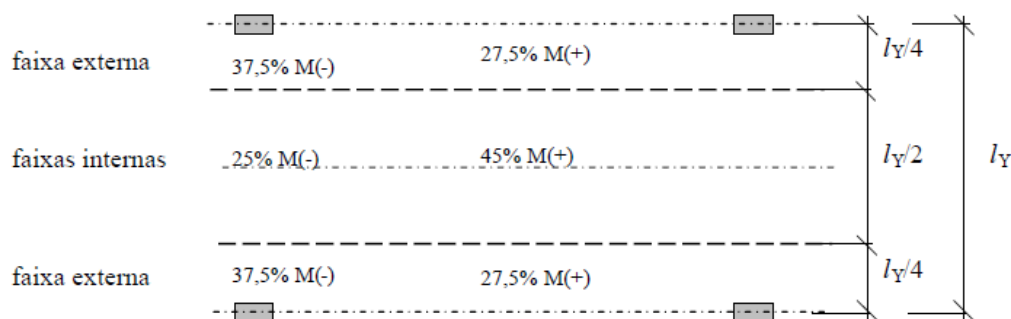


Figura 26 – Distribuição de momentos pelas faixas do painel em uma dada direção (LONGO, 2008).

Para obter os momentos fletores por metro, deve-se dividir os momentos encontrados pelas respectivas larguras de faixa.

$$M_{/m}^+ = \frac{45\% M^+}{l_y/2} \quad (28)$$

$$M_{/m}^+ = \frac{27,5\% M^+}{l_y/4} \quad (29)$$

$$M_{/m}^- = \frac{25\% M^-}{l_y/2} \quad (30)$$

$$M_{/m}^- = \frac{37,5\% M^-}{l_y/4} \quad (31)$$

3.4. ARMADURAS

As lajes lisas devem resistir aos momentos fletores e, para isso, devem ser colocadas armaduras nas duas direções. Estas armaduras devem ser calculadas de modo a suportar os maiores momentos fletores.

Conforme mostrado no item 3.3, o Método Aproximado da Norma distribui os momentos fletores em faixas nas duas direções. Com isso, as armaduras são dispostas com certas porcentagens nessas faixas.

Além disso, a NBR 6118:2007 em seu item 20.3.1 diz que:

- “Pelo menos duas barras inferiores devem passar continuamente sobre os apoios, respeitando-se também a armadura contra colapso progressivo, conforme 19.5.4.
- Em lajes com capitéis, as barras inferiores interrompidas, além de atender às demais prescrições, devem penetrar pelo menos 30 cm ou 24ϕ no capitel.
- Devem ser atendidas as condições de ancoragem prescritas na seção 9.”

LEONHARDT e MÖNNIG (1978) recomendam levar até os apoios 50% da armadura do vão das faixas.

Algumas outras recomendações da Norma brasileira são apresentadas:

- As barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento no máximo igual a $2h$ ou 20 cm, na região dos maiores momentos fletores.
- A armadura secundária de flexão por metro de largura da laje deve ter seção transversal de área igual ou superior a 20% da área da armadura principal, mantendo-se, ainda, um espaçamento entre barras de no máximo 33 cm; a emenda destas barras deve obedecer ao mesmo critério da armadura principal.

Um exemplo de armadura prática obedecendo aos critérios da Norma é apresentado nas Figuras 27 e 28.

Além da armadura de flexão, a NBR 6118:2007 faz referência à armadura de colapso progressivo. Esta armadura garante a ductilidade local e protege contra o colapso progressivo da estrutura.

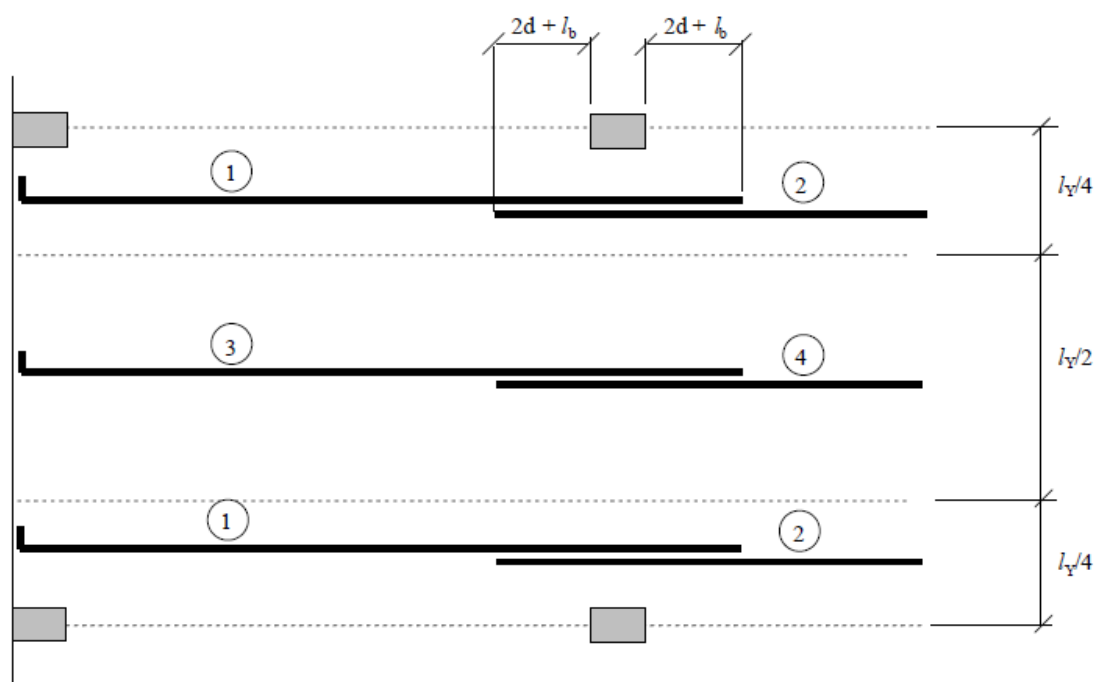


Figura 27 – Armaduras inferiores simplificadas (LONGO, 2008).

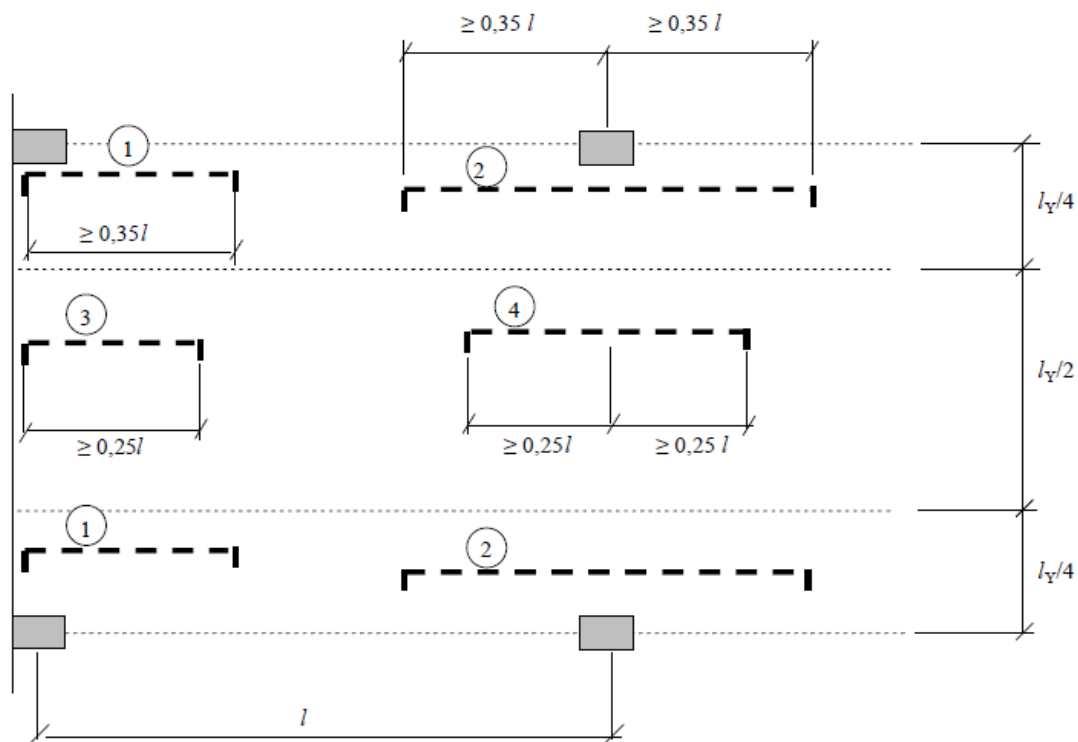


Figura 28 – Armaduras superiores simplificadas (LONGO, 2008).

Em seu item 19.5.4, a Norma diz que a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' e deve atender a:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq F_{sd} \quad (32)$$

onde:

- A_s é o somatório de todas as áreas das barras que cruzam cada uma das faces do pilar.

A Figura 29 mostra essa armadura a ser empregada contra o colapso progressivo.

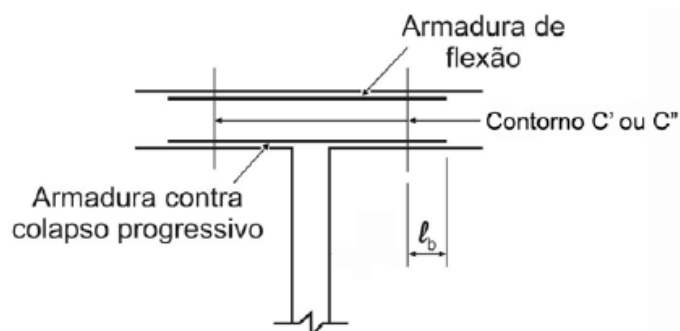


Figura 29 – Armadura contra colapso progressivo (NBR 6118:2007).

Após o cálculo das armaduras, deve-se verificar se as mesmas atendem à armadura mínima prevista pela Norma. De acordo com o item 19.3.3.2, a armadura mínima serve para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, além de controlar a fissuração.

De acordo com a Tabela 19.1 da NBR 6118:2007, tem-se:

- Armadura negativa: $\rho_s \geq \rho_{mín}$ (33)

- Armadura positiva: $\rho_s \geq 0,67 \cdot \rho_{mín}$ (34)

O valor de $\rho_{mín}$ é encontrado no item 17.3.5.2.1 da Norma e seus valores são apresentados na Tabela 1 em função do f_{ck} , válido para seção retangular.

Tabela 1 – Valores de $\rho_{mín}$ (%) (NBR6118:2007).

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{mín}$	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288

3.5. PUNÇIONAMENTO

Conforme mencionado anteriormente, o fenômeno da punção é bastante importante nas lajes lisas e cogumelo. A punção se caracteriza por altas tensões de cisalhamento no entorno de uma carga concentrada.

A ruptura por punção é abrupta, sem aviso e, por isso, suas consequências podem ser desastrosas. Sendo assim, é importante projetar elementos com boa ductilidade, ou seja, estruturas que sofram deformações antes de atingir a resistência última. Com isso, é solucionar o problema antes de acontecer a ruína.

Para solucionar o problema da punção, algumas sugestões são apresentadas:

- Engrossamento da laje na região do pilar (capitel);
- Aumento da seção transversal do pilar;
- Uso de armadura de punção;
- Colocação de vigas de bordo para evitar pilares com contorno crítico reduzido.

No dimensionamento das lajes à punção, a NBR 6118:2007, em seu item 19.5.1, apresenta um modelo de cálculo que trata da verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas que são definidas no entorno da força concentrada.

Segundo a Norma, na superfície crítica de contorno C deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

Na superfície crítica de contorno C', afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve-se fazer a verificação da capacidade de ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Esta verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'.

Se houver necessidade, a ligação deve ser reforçada com uma armadura transversal.

No caso de colocar a armadura transversal, uma terceira superfície crítica, C'', também deve ser verificada.

As Figuras 30, 31 e 32 mostram o perímetro crítico para pilares internos, pilares de borda e pilares de canto.

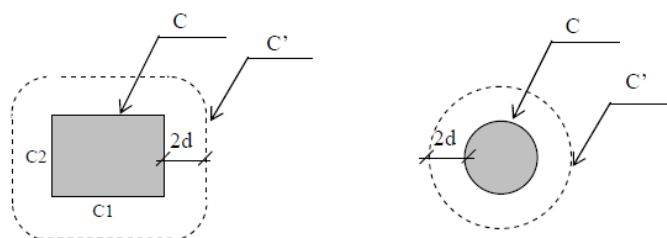


Figura 30 – Perímetros críticos em pilares internos (LONGO, 2012).

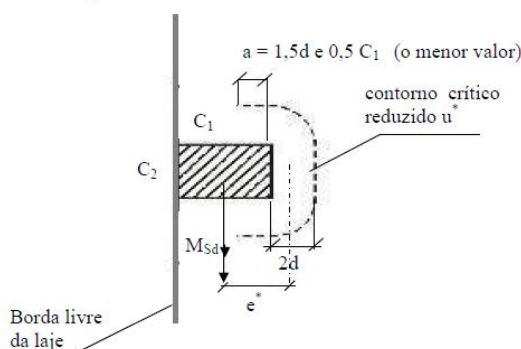


Figura 31 – Perímetro crítico em pilar de borda (LONGO, 2012).

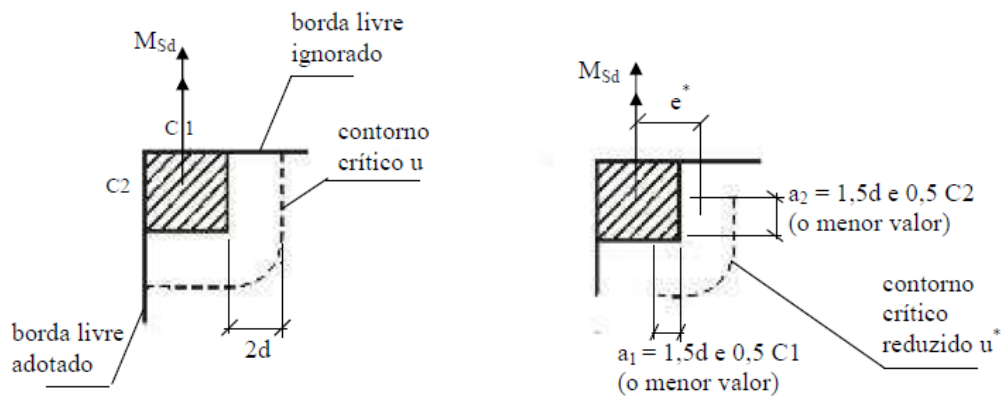


Figura 32 – Perímetro crítico em pilares de canto (LONGO, 2012).

Como pode ser visto, os pilares de borda e pilares de canto possuem um perímetro crítico reduzido e, por isso, o puncionamento se torna ainda mais crítico para estes pilares.

A Figura 33 mostra a superfície de ruptura devida à punção para os três casos.

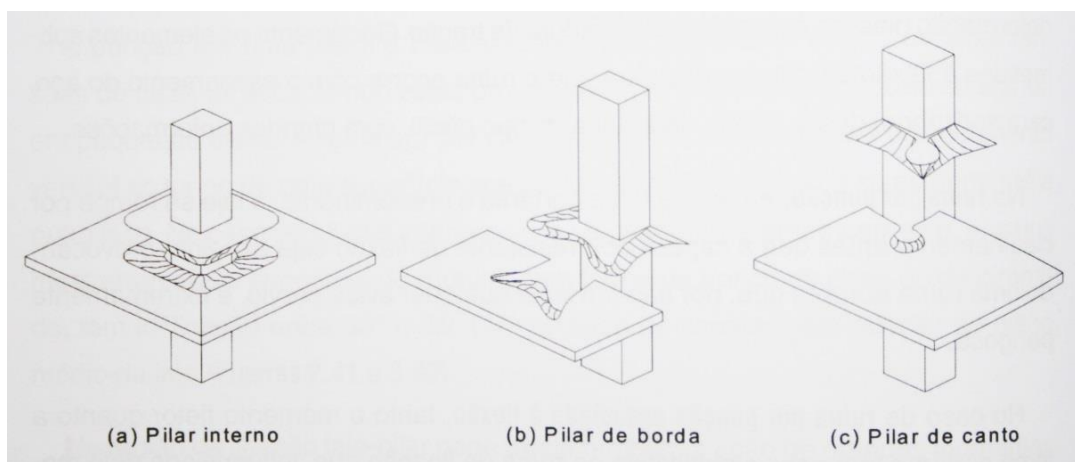


Figura 33 – Superfícies de ruptura devidas à punção (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

É possível perceber, com base nas figuras que mostram o perímetro crítico, que a presença de um momento afeta o efeito da punção. Porém, neste trabalho, será abordado somente o caso dos pilares internos sem a presença de momentos, pois será utilizada uma viga de bordo, que elimina o problema da punção dos pilares de borda e pilares de canto e, no caso dos pilares internos, para estruturas de edifícios usuais, o momento nestes pilares não é significativo.

Portanto, no caso dos pilares internos com carregamento simétrico, a NBR 6118:2007, em seu item 19.5.2.1, define a tensão solicitante nas superfícies críticas C e C' de acordo com a Eq. (35):

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (35)$$

onde:

- τ_{sd} é a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo no contorno crítico considerado (C ou C');
- F_{sd} é a força ou reação concentrada de cálculo;
- u é o perímetro do contorno crítico;
- d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C';
- $u \cdot d$ é a área da superfície crítica.

O perímetro do contorno crítico u , para o caso de um pilar retangular interno, é dado pelas Eq. (36) e (37):

$$\text{Perímetro de C: } u = 2 \cdot (C1 + C2) \quad (36)$$

$$\text{Perímetro de C': } u = 2 \cdot (C1 + C2) + 2 \cdot \pi \cdot (2d) \quad (37)$$

O contorno C' é definido a uma distância $2d$ da face do pilar, pois a superfície de ruptura no Estado Limite Último é definida com uma inclinação de 1:2. A Figura 34 mostra o contorno C' a $2d$ da face do pilar.

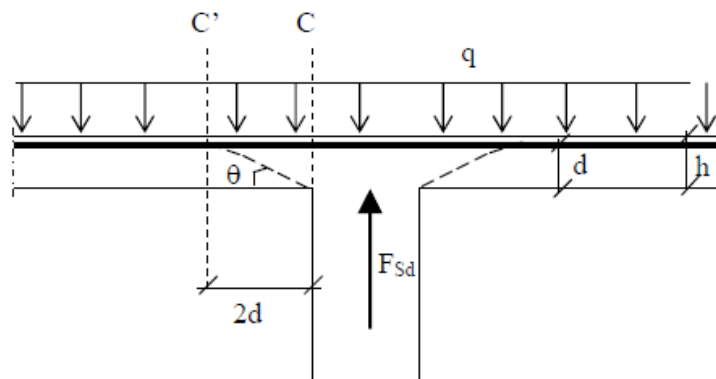


Figura 34 – Contorno C' a uma distância $2d$ da face do pilar (LONGO, 2012).

A tensão resistente deve ser verificada nas superfícies críticas C, C' e C'' segundo a NBR 6118:2007. A definição dessa tensão é encontrada no item 19.5.3 da Norma.

3.5.1. TENSÃO RESISTENTE DE COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO NA SUPERFÍCIE CRÍTICA C

Essa verificação é feita no contorno C, independente da presença (ou não) da armadura de punção.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (38)$$

sendo:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad \text{com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (39)$$

3.5.2. TENSÃO RESISTENTE NA SUPERFÍCIE CRÍTICA C' EM TRECHOS SEM ARMADURA DE PUNÇÃO

Essa verificação deve ser feita no contorno crítico C' ou em C₁' e C₂' no caso de existir capitel.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (40)$$

sendo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (41)$$

onde:

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura de flexão nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados;
- no caso de proximidade da borda prevalece a distância até a borda quando menor que 3d.

3.5.3. TENSÃO RESISTENTE NA SUPERFÍCIE CRÍTICA C' EM TRECHOS COM ARMADURA DE PUNÇÃO

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (42)$$

sendo:

$$s_r \leq 0,75 \cdot d \quad (43)$$

onde:

- s_r é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção;
- A_{sw} é a área da armadura de punção num contorno paralelo a C';
- α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;
- u é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou de canto;
- f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos em lajes com espessura até 15 cm ou 435 MPa para estribos em lajes com espessura maior que 35 cm. Estes valores devem ser interpolados linearmente no caso da utilização de estribos em lajes com espessura entre 15 cm e 35 cm.

3.5.4. ARMADURA DE PUNÇÃO

A armadura de punção mais indicada consiste de conectores tipo pino com extremidades alargadas, dispostas radialmente ou perpendicularmente a partir do perímetro do pilar. A NBR 6118:2007 também permite fazer essa armadura em forma de estribo.

As Figuras 35 e 36 mostram as armaduras de punção na forma de conectores e de estribos verticais.

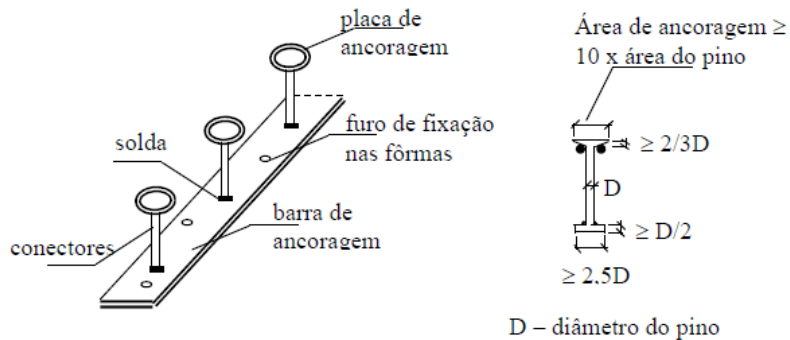


Figura 35 – Especificação dos conectores (LONGO, 2012).



Figura 36 – Estribos aberto e fechado (LONGO, 2012).

Segundo a NBR 6118:2007, em seu item 19.5.3.4, a armadura de punção, quando necessária, deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, num contorno C'' afastado $2d$ do último contorno de armadura, não seja mais necessária armadura, ou seja, $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$.

A Figura 37 ilustra essa situação.

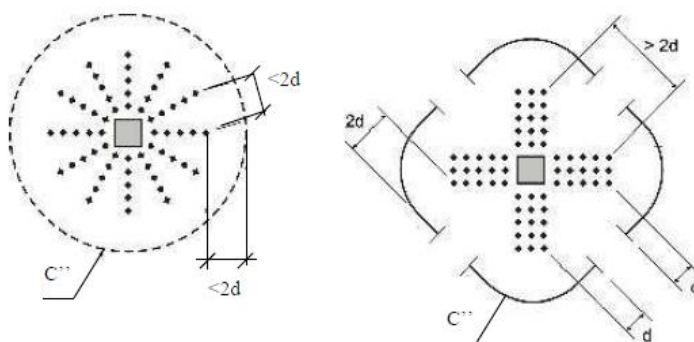


Figura 37 – Disposição da armadura de punção em planta (LONGO, 2012).

Na Figura 38, pode-se ver a armadura de punção em corte e o contorno C'' .

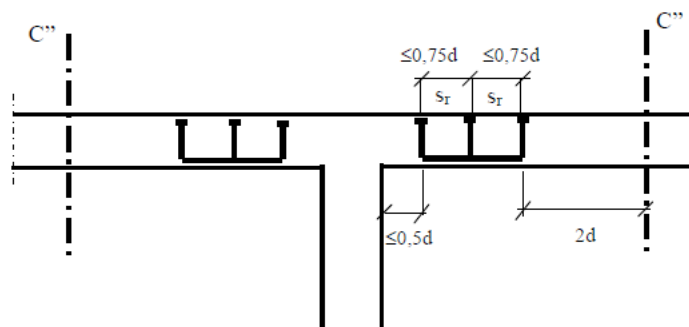


Figura 38 – Disposição da armadura de punção em corte (LONGO, 2012).

É importante lembrar que, no caso da utilização de armadura de punção, três verificações devem ser feitas: tensão resistente de compressão do concreto no contorno C; tensão resistente à punção no contorno C', considerando a armadura de punção; e tensão resistente à punção no contorno C'', sem armadura de punção.

A área da armadura de punção pode ser encontrada igualando a tensão solicitante τ_{sd} com a tensão τ_{rd3} . A armadura encontrada será a área da armadura de punção em um contorno paralelo a C', conforme as linhas tracejadas da Figura 39.

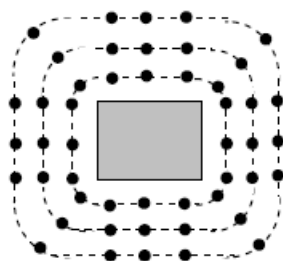


Figura 39 – Armadura de punção em contornos paralelos a C' (LONGO, 2012).

A expressão que fornece a armadura de punção necessária em um contorno paralelo a C' é dada por:

$$A_{sw} = \left[\tau_{sd} - 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{20/d} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot \frac{s_r \cdot u}{1,5 \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha} \quad (44)$$

De acordo com o item 19.5.3.5, caso a estabilidade global da estrutura dependa da resistência da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que τ_{sd} seja menor que τ_{rd1} . Essa armadura deve equilibrar um mínimo de 50% de F_{sd} .

3.5.5. CAPITÉIS

Quando um capitel for projetado na laje cogumelo, devem ser feitas duas verificações nos contornos críticos C_1' e C_2' , de acordo com o critério da Norma (item 19.5.2.5).

Os capitéis podem ser classificados de acordo com o apresentado a seguir:

- $l_c \leq 2 \cdot (d_c - d)$ → verificar o contorno C_2' – capitel estreito
- $2 \cdot (d_c - d) < l_c \leq 2 \cdot d_c$ → verificar o contorno C_1' – capitel intermediário
- $l_c > 2 \cdot d_c$ → verificar os contornos C_1' e C_2' – capitel largo

onde:

- d é a altura útil da laje no contorno C_2'
- d_c é a altura útil da laje na face do pilar
- d_a é a altura útil da laje no contorno C_1'
- l_c é a distância entre a borda do capitel e a face do pilar

As Figuras 40, 41 e 42 mostram cada um dos três casos e os contornos onde devem ser feitas as verificações.

3.5.5.1. CAPITEL ESTREITO – CONTORNO C e C_2'

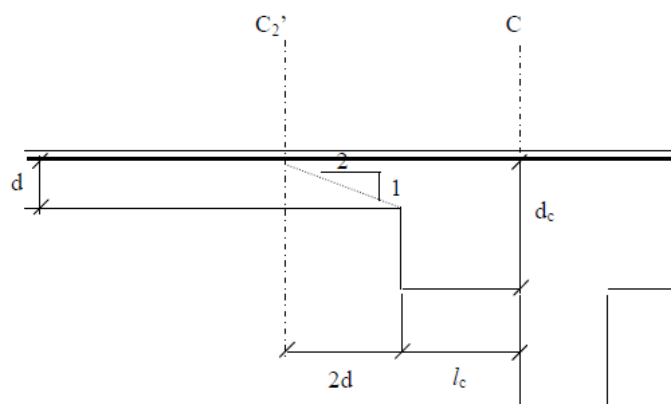


Figura 40 – Capitel estreito (LONGO, 2012).

3.5.5.2. CAPITEL INTERMEDIÁRIO – CONTORNO C e C₁'

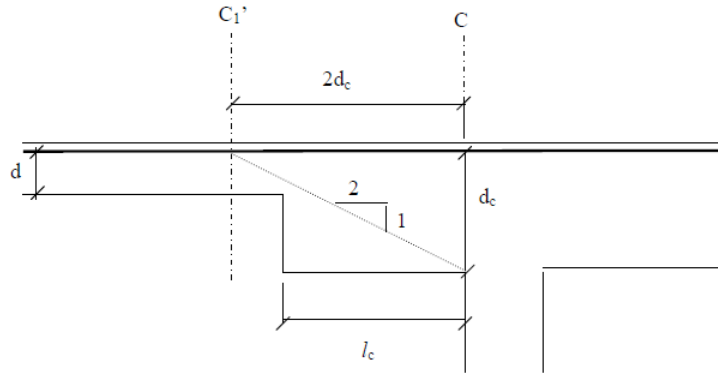


Figura 41 – Capitel intermediário (LONGO, 2012).

3.5.5.3. CAPITEL LARGO – CONTORNO C, C₁' e C₂'

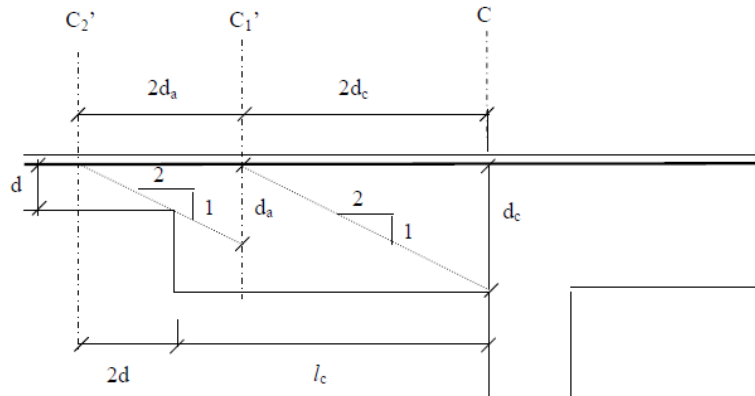


Figura 42 – Capitel largo (LONGO, 2012).

Nesse caso, d_a em C₁' é dado pela Eq. (45).

$$d_a = \frac{(l_c + 2 \cdot d - 2 \cdot d_c)}{2} \quad (45)$$

4. O PROJETO

O projeto aqui estudado é relativo a um edifício comercial de três pavimentos (térreo, 2º pavimento e cobertura) que contém lojas e salas e encontra-se localizado na cidade de Niterói – RJ.

As plantas de arquitetura encontram-se em anexo.

O edifício estudado, em sua solução estrutural inicial (em execução), foi projetado com laje nervurada com faixas protendidas e viga de bordo. Internamente, não foram previstos pilares, exceto os pilares da caixa de escada e de elevador. Todos estes elementos, portanto, chegavam em vigas, ou seja, não existia nenhum pilar chegando diretamente na laje.

Na nova solução, proposta por este trabalho, o edifício passa a trabalhar com uma laje lisa nervurada apoiada diretamente sobre os pilares. A viga de bordo continua presente, pois ajuda a diminuir o efeito da punção, que é mais crítico nos pilares de borda e de canto. Além disso, a viga de bordo tem um papel muito importante no que se refere à rigidez do edifício. Por não trabalhar com vigas ligando os pilares, a estrutura tem uma rigidez menor e, portanto, fica mais suscetível às ações horizontais como, por exemplo, o vento.

4.1. LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

A nova estrutura, proposta por este trabalho, precisou ser toda lançada novamente, haja vista que não existem mais as faixas protendidas e, conseqüentemente, os vãos foram reduzidos passando a existir pilares no interior da laje. Isto altera completamente a disposição das fôrmas da laje nervurada.

4.1.1. LAJE NERVURADA

A fôrma escolhida para a laje nervurada é do tipo Astra de 61 x 61 x 18 (cm), bidirecional com distância entre eixos de 61 cm e altura total de 23 cm, sendo 18 cm mais 5 cm da capa de concreto.

Com base em experiências de outros projetos, com carregamentos semelhantes, sabe-se que esta laje trabalha bem para vãos da ordem de até 7 m, aproximadamente, apresentando flechas dentro do limite proposto pela Norma e sendo possível seu dimensionamento à flexão.

4.1.2. PILARES

Os pilares foram lançados da seguinte forma:

- Foram colocados pilares nos cantos da estrutura;
- Como a distância de um canto ao outro da estrutura é muito superior ao vão de 7 m, precisou-se colocar pilares em pontos intermediários;
- Os pilares foram colocados de modo a estar em harmonia com a arquitetura do edifício, ou seja, sem prejudicar sua solução arquitetônica;
- Foram colocados pilares nos quatro cantos da caixa de escada, de modo que estes pilares serão aproveitados para suportar a caixa d'água;
- Foi colocado também um pilar a mais na caixa de elevador, de modo a servir de apoio para as vigas que passam neste ponto;
- Os pilares no interior da estrutura foram dispostos procurando-se atender o vão de 7 m entre pilares;
- Alguns pilares “nasceram” e “morreram” conforme necessidade de se atender à mudança na arquitetura entre os pavimentos.

É importante lembrar que os pilares de borda e pilares de canto chegam na viga de bordo, o que minimiza o problema da punção.

No último pavimento, alguns pilares “nascem” sobre a viga de bordo e outros pilares “nascem” diretamente sobre a laje. Nessa situação, é muito importante a verificação da punção.

Com relação às dimensões dos pilares, no trecho entre o piso do térreo e o piso do segundo pavimento, onde o piso a piso é de 5,50 m, procurou-se trabalhar com pilares de dimensão mínima igual a 30 cm para evitar problemas com flambagem e para ajudar a reduzir o efeito da punção.

No caso dos pilares da caixa de escada, estes são travados lateralmente por vigas intermediárias da escada e, portanto, menos sujeitos à flambagem. Além disso, estes pilares chegam em vigas e, assim, não têm problema de punção.

As dimensões escolhidas para os pilares foram basicamente:

- 30 cm x 50 cm para os pilares de borda e de canto, que chegam na viga de bordo;
- 30 cm x 60 cm para os pilares no interior da estrutura.

A partir do segundo pavimento, onde o piso a piso é de 3,00 m, a dimensão de 30 cm do pilar foi reduzida para 25 cm, pois nesse caso o efeito da flambagem é menor.

Os pilares que nascem para atender ao último pavimento têm dimensões menores, pois a carga neles é bem pequena e, portanto, é desnecessário trabalhar com grandes seções.

4.1.3. MACIÇOS (LAJE LISA)

As regiões maciças, criadas em volta dos pilares, possuem a mesma altura da laje, ou seja, 23 cm. Além disso, para pilares no interior da estrutura, os maciços foram criados de modo a ter, aproximadamente, o tamanho de duas cubas (fôrmas) da laje nervurada a partir da face do pilar.

Nos pilares de borda e de canto, apesar de chegarem na viga de bordo, suas seções não estão inteiramente contidas na viga e, portanto, foram colocados maciços também em volta desses pilares, de modo a combater o puncionamento.

4.1.4. VIGA DE BORDO

A viga de bordo foi pré-dimensionada de acordo com o critério apresentado por LONGO (2008). Segundo LONGO (2008), para vigas contínuas em estruturas de edifícios, a altura h da viga contínua pode ser estimada em função do vão L da viga, de acordo com a Eq. (46).

$$h \approx \frac{L}{12 a 15} \geq 30 \text{ cm} \quad (46)$$

O maior vão encontrado em toda a viga de bordo tem aproximadamente 7,15 m. Portanto, a viga de bordo pode ter sua altura estimada em:

$$h = \frac{715}{12} \cong 60 \text{ cm}$$

Sendo assim, a viga de bordo foi pré-dimensionada com 15 cm x 60 cm.

4.1.5. CINTAS

No piso do pavimento térreo, foram colocadas cintas fazendo a ligação entre os pilares. Além disso, existem cintas abaixo de onde serão construídas paredes, pois, conforme a própria definição de cinta, no piso do pavimento térreo não terá laje, sendo assim, é necessário um elemento de viga (cinta) para suportar a carga linear de paredes.

As cintas foram pré-dimensionadas com base no critério de LONGO (2008), apresentado no item 4.1.4. Porém, neste caso em específico, a carga que vai para as cintas é menor que a carga que vai para as vigas, haja vista que não existe laje descarregando sobre a cinta.

Para o mesmo vão de 7,15 m, aplicou-se na Eq. (46) com o maior denominador, chegando-se a:

$$h = \frac{715}{15} \cong 48 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Sendo assim, quase todas as cintas têm dimensão de 15 cm x 50 cm. Existem algumas poucas cintas com 15 cm x 40 cm devido ao seu vão extremamente pequeno. A utilização de cintas com uma altura de 50 cm confere uma boa rigidez no piso do pavimento térreo.

4.1.6. FUNDAÇÕES

As fundações não foram calculadas, pois não é este o foco deste trabalho.

4.1.7. PLANTAS DE FÔRMAS

As plantas de fôrmas de todos os pavimentos encontram-se nos anexos deste trabalho.

4.2. CARREGAMENTOS

Os carregamentos atuantes na estrutura podem ser divididos em cargas permanentes e cargas acidentais. Esta classificação será empregada na definição das cargas superficiais (distribuídas) das lajes. Outra classificação utilizada, bastante prática para a utilização do programa computacional é a divisão dos carregamentos em cargas de superfície, cargas lineares e cargas pontuais.

4.2.1. CARGAS SUPERFICIAIS (DISTRIBUÍDAS) NAS LAJES

As cargas acidentais superficiais das lajes foram definidas de acordo com a NBR 6120/1980.

Para a carga acidental das lajes, esta Norma apresenta um valor de 2 kN/m² para escritórios, 3 kN/m² para corredores, 3 kN/m² para galeria de lojas, 3 kN/m² para terraços com acesso ao público, etc. Sendo assim, julgou-se conveniente trabalhar com uma carga acidental de 3 kN/m² em todas as lajes dos três pavimentos, exceto o teto da cobertura. Neste pavimento, foi utilizada uma carga acidental de 0,5 kN/m² recomendada pela Norma para terraços inacessíveis a pessoas.

No caso da carga permanente, para consideração do revestimento, foi considerada uma carga de 1 kN/m². Esta carga permite trabalhar com pisos cerâmicos e porcelanatos.

A carga de peso próprio das lajes é computada automaticamente pelo programa. No caso das lajes nervuradas, o peso próprio depende da fôrma utilizada. Sendo assim, o programa faz a consideração do peso próprio com base nas características fornecidas pelo catálogo do fornecedor da fôrma da laje nervurada.

Na laje de cobertura do elevador, devido ao seu maquinário, considerou-se 5 kN/m² para carga permanente e 1 kN/m² para carga accidental.

4.2.2. CARGAS LINEARES DA ALVENARIA

Para consideração das cargas de paredes de alvenaria (cargas lineares) foi considerado o peso específico do tijolo furado e da argamassa de cimento e areia. Esses valores são definidos na NBR 6120/1980. Considerando uma espessura de 10 cm de tijolo e 5 cm de argamassa (2,5 cm de cada lado), tem-se:

- *tijolo*: $13 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,10m = 1,3 \frac{kN}{m^2}$
- *argamassa*: $21 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,05m = 1,05 \frac{kN}{m^2}$
- *Total* = $2,35 \frac{kN}{m^2}$

Sendo assim, pode-se obter a carga linear das paredes multiplicando este valor total pela altura da parede. No edifício em questão, tem-se as seguintes alturas (e cargas):

- 5,50 m → 13 kN/m
- 3,00 m → 7,1 kN/m
- 2,50 m → 5,9 kN/m
- 1,80 m → 4,3 kN/m
- 1,20 m → 2,9 kN/m

No fechamento da caixa de escada e da caixa de elevador, empregam-se blocos de argamassa com peso específico de 22 kN/m³. A favor da segurança, será utilizado somente o valor de 22 kN/m³ contemplando também os 5 cm de argamassa. Como a parede tem 15 cm de espessura, chega-se a:

- *bloco*: $22 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,15m = 3,3 \frac{kN}{m^2}$

Multiplicando pela altura da parede, obtém-se as seguintes cargas lineares:

- 5,50 m → 18,2 kN/m
- 3,00 m → 9,9 kN/m

É importante destacar que a carga linear das paredes foi considerada em sua posição real, de acordo com o projeto de arquitetura e não foram descontadas as aberturas das portas, por exemplo. Ainda, a favor da segurança, em locais fechados com vidro, foi considerada a carga de paredes de alvenaria.

4.2.3. CARGAS PONTUAIS

4.2.3.1. CARGA DA ESCADA

Para consideração da carga da escada, foi feita uma simplificação, pois o programa não permite a colocação da escada e das suas vigas intermediárias. Sendo assim, preferiu-se colocar as cargas diretamente nos pilares sem carregar as vigas. Assim, a escada e as vigas que servem de apoio à escada não foram dimensionadas pelo programa, sendo preciso calculá-las manualmente. Os pilares que receberiam cargas em níveis diferentes, devido à presença das vigas intermediárias, foram considerados recebendo a carga sempre no piso do pavimento superior, ou seja, o trecho entre o térreo e o 2º pavimento carregou o pilar no piso do 2º pavimento e o trecho entre o 2º pavimento e a cobertura carregou o pilar no piso da cobertura.

As escadas foram pré-dimensionadas para estimativa do seu peso. No primeiro trecho, em que o pé-direito é de 5,50 m, foram estimados 32 degraus com piso de 25 cm e espelho de 17,2 cm; no segundo trecho, em que o pé-direito é de 3,00 m, foram estimados 16 degraus com piso de 25 cm e espelho de 18,75 cm. Patamares intermediários foram previstos para vencer os lances entre pisos.

Todas as duas escadas pré-dimensionadas atendem à Relação de Blondel:

$$59 \text{ cm} \leq a + 2 \cdot b \leq 66 \text{ cm} \quad (47)$$

onde:

- a é o piso do degrau
- b é o espelho do degrau

As escadas foram consideradas como armadas longitudinalmente.

Aplicando-se os carregamentos para determinar o peso das escadas, chega-se a:

i. 1º lance - (entre térreo e 2º pavimento)

- Sobrecarga – 3,0 kN/m² (de acordo com a NBR 6120/1980)
- Revestimento – 1,0 kN/m²
- Peso Próprio:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{a} = \frac{17,2}{25} \rightarrow \alpha \cong 34,5^\circ \quad (48)$$

$$h_v = \frac{h_i}{\cos \alpha} \cong 8,5 \text{ cm} \quad (49)$$

sendo h_i a altura inclinada estimada em 7 cm

$$h_{med} = h_v + \frac{b}{2} = 8,5 + \frac{17,2}{2} \cong 17,1 \text{ cm} \quad (50)$$

$$\text{Carga superficial: } 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,171 \text{ m} = 4,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Total – 8,3 kN/m²

ii. 2º lance - (entre 2º pavimento e cobertura)

- Sobrecarga – 3,0 kN/m² (de acordo com a NBR 6120/1980)
- Revestimento – 1,0 kN/m²
- Peso Próprio (utilizando as Eq. (48), (49) e (50)):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{a} = \frac{18,75}{25} \rightarrow \alpha \cong 36,9^\circ$$

$$h_v = \frac{h_i}{\cos \alpha} \cong 8,8 \text{ cm}$$

sendo h_i a altura inclinada estimada em 7 cm

$$h_{med} = h_v + \frac{b}{2} = 8,8 + \frac{18,75}{2} \cong 18,2 \text{ cm}$$

$$\text{Carga superficial: } 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,182 \text{ m} = 4,6 \frac{kN}{m^2}$$

- Total – 8,6 kN/m²

Sabendo-se que a área da escada é de 7,9 m², chega-se a:

- 1º lance - $8,3 \frac{kN}{m^2} \cdot 7,9 \text{ m}^2 \cdot 2 \cong 131 \text{ kN}$
- 2º lance - $8,6 \frac{kN}{m^2} \cdot 7,9 \text{ m}^2 \cong 68 \text{ kN}$

Foi adotado, para o primeiro lance, um valor de 33 kN por pilar (carga pontual), após fazer a divisão da carga total pela área de influência dos pilares. Para o segundo lance, foi adotado 17 kN por pilar.

4.2.3.2. CARGA DA CAIXA D'ÁGUA

Para a caixa d'água, devido à limitação do número de pavimentos no software TQS, foi feita a consideração do seu peso como carga pontual carregando diretamente os pilares.

Sabendo-se que a caixa d'água é de concreto armado, seu peso pode ser estimado da seguinte maneira:

- $\text{Área} = 2,80 \cdot 3,35 = 9,38 \text{ m}^2$
- $\text{Altura} = 1,45 \text{ m}$
- $\text{Volume de água} = 9,38 \cdot 1,45 = 13,6 \text{ m}^3$
- $\text{Peso de água} = 13,6 \text{ m}^3 \cdot 10 \frac{kN}{m^3} = 136 \text{ kN}$
- $\text{Comprimento das paredes} = 2,80 \cdot 2 + 3,35 \cdot 2 = 12,3 \text{ m}$
- $\text{Peso das paredes} = 12,3 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m} \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cong 70 \text{ kN}$
- $\text{Peso da tampa e do fundo} = 2 \cdot 9,38 \text{ m}^2 \cdot 0,10 \text{ m} \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cong 50 \text{ kN}$
- $\text{Peso total da caixa d'água} = 136 + 70 + 50 = 256 \text{ kN}$

Para a determinação da carga em cada pilar basta dividir a carga total pelo número de pilares. Logo:

- *Carga pontual no pilar:* $\frac{256}{4} = 64 \rightarrow 65 \text{ kN (adotado)}$

Esta carga (pontual) foi colocada no topo do pilar, ou seja, no teto do último pavimento.

4.2.4. PESO PRÓPRIO DE VIGAS E PILARES

A consideração do peso próprio das vigas e dos pilares é feita automaticamente pelo programa computacional, com base na sua geometria.

4.2.5. CARGA DE VENTO

Com relação à carga de vento, todos os parâmetros iniciais foram obtidos da NBR 6123(1988). Estes parâmetros são mostrados a seguir:

- Velocidade básica do vento – 35 m/s
- Fator topográfico S1 = 1,00
- Categoria IV
- Classe B
- Fator estatístico S3 – grupo 2 – S3 = 1,00

O coeficiente de arrasto foi considerado igual a 1,00 nas duas direções. Isto pode ser feito, pois o edifício apresenta apenas três pavimentos, não sendo, portanto, a ação do vento uma carga relevante.

5. UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA CYPECAD

Neste trabalho, foi utilizada a versão 2012 do CYPECAD.

O CYPECAD é um programa computacional muito utilizado na área de edifícios e trabalha basicamente com a análise, o dimensionamento e o detalhamento da estrutura.

Como qualquer programa para análise de estruturas, a utilização do CYPECAD passa por etapas fundamentais, tais como as definições de: materiais, geometria, carregamento e condições de apoio. Além disso, por se tratar de um programa que faz também o dimensionamento e o detalhamento, mais algumas informações são necessárias. É mostrado um passo a passo a seguir.

5.1. CRIAÇÃO DE UM NOVO EDIFÍCIO

Em um primeiro momento, um novo edifício é criado e dá-se um nome para ele.

Deve-se, então, escolher como será feita a entrada de dados no programa. Escolheu-se entrar com as fôrmas já criadas no AutoCAD.

5.2. DEFINIÇÃO DOS PAVIMENTOS

São definidos quantos pavimentos tem no edifício, o piso a piso de cada pavimento e a cota em que cada um se encontra. Os pavimentos são colocados dentro de grupos no programa.

A Figura 43 mostra a definição dos pavimentos com altura (piso a piso) e cota.

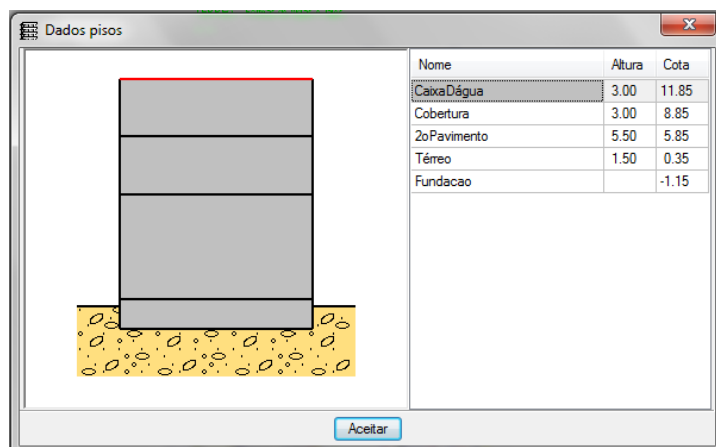


Figura 43 – Pavimentos, alturas e cotas.

5.3. DEFINIÇÃO DAS CARGAS NAS LAJES

Devem-se definir as cargas permanentes e as sobrecargas das lajes através dos grupos. Estes valores já foram apresentados no item 4.2.1 deste trabalho e estes mesmos valores foram utilizados na entrada de dados do programa.

Uma observação deve ser feita com relação às unidades utilizadas: no programa, as unidades são diferentes e as cargas de superfície devem ser colocadas em tf/m^2 .

5.4. DESENHOS DE BASE (“MÁSCARAS”)

Após a definição das cargas, pode-se entrar com as “máscaras” (fôrmas criadas no AutoCAD) para cada grupo. Caso necessário, essas máscaras podem ser entradas posteriormente.

5.5. DIVISÃO DO EDIFÍCIO EM GRUPOS

No edifício deste trabalho, foram criados cinco grupos:

- Nível das fundações (“Fundacao”)
- Piso do térreo (“Térreo”)
- Piso do 2º pavimento (“2oPavimento”)

- Piso da cobertura (“Cobertura”)
- Teto da cobertura (“CaixaDágua”)

5.6. ESCOLHA DE NORMAS

Passada esta etapa inicial, é preciso escolher com quais Normas se quer trabalhar. A opção escolhida foi a que contém as normas brasileiras de concreto armado (NBR 6118), de aço (NBR 8800) e de madeira (NBR 7190). É preciso escolher esta opção, pois o programa aceita trabalhar com os três tipos de materiais. Neste projeto em questão, a norma de interesse é a NBR 6118:2003.

5.7. ESCOLHA DE MATERIAIS

Procede-se, então, à escolha dos materiais. Foi utilizado concreto C30 em todo o edifício e as barras de aço são de aço CA-50. A Figura 44 mostra os materiais escolhidos.

A janela "Dados gerais" do software apresenta as seguintes configurações:

- Chave:** Rui Barbosa
- Descrição:** Rui Barbosa
- Normas:** NBR 6118:2003, AISI, NBR8800, NBR 7190 e Eurocódigo 9
- Concreto armado**
 - Concreto**
 - Pisos: C30, em geral
 - Fundação: C30, em geral
 - Pilares: C30, em geral
 - Cortinas: C30, em geral
 - Aço**
 - Barras: CA-50-A e CA-60-B
 - Parafusos: ISO 898.C4.6
- Ações**
 - Carga permanente e sobrecarga
 - ☒ Com ação do vento (NBR 6123 (Brasil))
 - ☐ Com ação sísmica
 - ☐ Verificar resistência ao fogo
 - Estados limites (combinações)
 - Ações adicionais (cargas especiais)
- Perfis**
 - Aço**
 - Laminados e soldados: A-36
 - Dobrados: A-36
 - Madeira**: Serrada - Coníferas - C20
 - Alumínio extrudido**: EN AW-5083 - F
- Coef. de flambagem**
 - Pilares em concreto: ϕ_x 1.000, ϕ_y 1.000
 - Pilares em aço: ϕ_x 1.000, ϕ_y 1.000

Botão "Aceitar" no rodapé.

Figura 44 – Materiais utilizados na estrutura.

5.8. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

Escolhidos os materiais, deve-se entrar com as ações. Pode-se conferir se as cargas aplicadas nos grupos estão corretas. Verificadas as cargas nas lajes, segue-se com a aplicação da carga de vento. Para esta carga, escolheu-se trabalhar com a NBR 6123 e colocaram-se os valores apresentados no item 4.2.5 deste trabalho. A Figura 44 mostra a tela de definição das ações. A Figura 45 apresenta a definição, especificamente, da carga de vento.

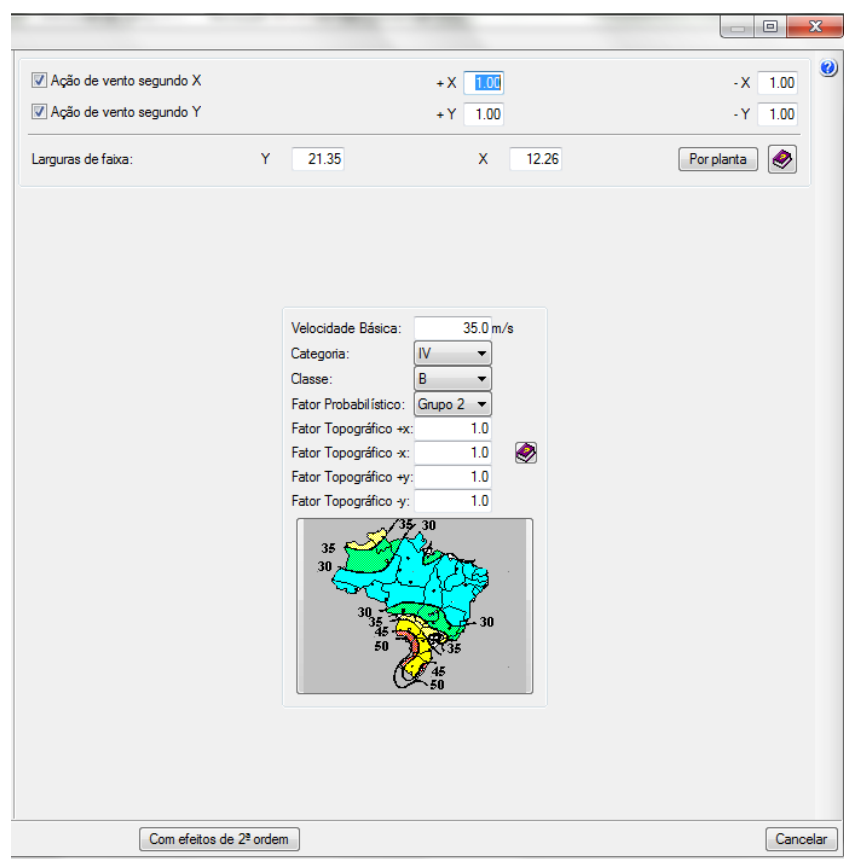


Figura 45 – Definição da carga de vento.

Com relação à combinação das ações, o programa tem a opção de se trabalhar mais uma vez com a norma brasileira e o próprio programa se encarrega de definir as combinações. A Figura 46 mostra a tela de definição das combinações.

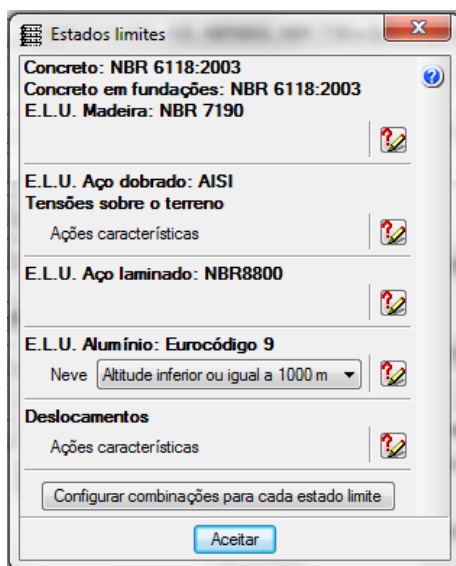


Figura 46 – Definição das combinações.

5.9. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E POSICIONAMENTO NA ESTRUTURA

Na etapa seguinte, é preciso definir de fato a geometria dos elementos estruturais. Para isso, faz-se inicialmente o lançamento dos pilares, colocam-se as vigas e, em seguida, as lajes.

5.9.1. PILARES

Na entrada de pilares, é conveniente tornar visível as fôrmas criadas no AutoCAD. A partir delas, é feito o posicionamento dos pilares. A definição dos pilares é feita tal como indicado na Figura 47.

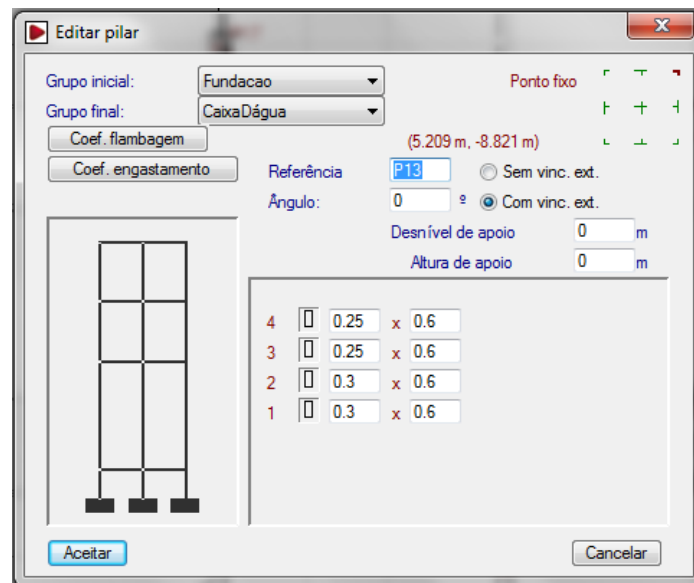


Figura 47 – Definição de pilares.

Conforme mostra a Figura 47, nessa “janela” são feitas as seguintes definições: onde o pilar “nasce” e onde o pilar “morre”; o nome do pilar; existência ou não de vinculação externa (fundação); seção e ponto fixo para inserção no desenho e para redução de seção.

É interessante destacar que o programa fornece a possibilidade de se trabalhar com a redução da seção de um pilar, muito comum em projetos de edifícios altos.

5.9.2. VIGAS

Após a definição de todos os pilares, segue-se com a definição das vigas. Para colocar as vigas, o procedimento no programa é muito simples. Deve-se deixar a máscara do pavimento ligada. Então, seleciona-se a opção de entrar com uma nova viga, escolhe-se o tipo de viga e sua seção. Com isso, é só posicionar a viga sobre a máscara (fôrma).

A Figura 48 mostra a definição da seção de uma viga.

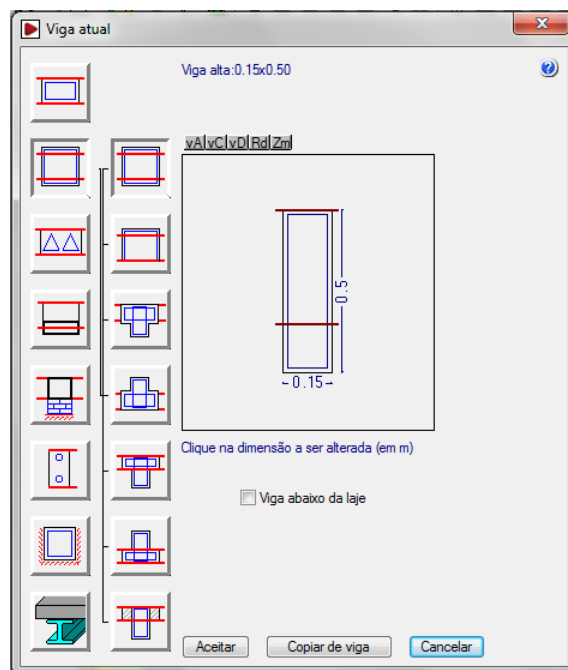


Figura 48 – Definição da seção de uma viga.

Vale ressaltar que o programa permite trabalhar com vigas invertidas ou com qualquer desnível da viga. Isto também é importante, visto que é algo comum em projetos de estruturas de edifícios.

5.9.3. LAJES

Após a inserção de todas as vigas no modelo, devem ser colocadas as lajes ou as aberturas, tal como no piso do térreo, que apresenta somente cintas.

Para se colocar uma laje, várias opções são possíveis, como mostra a Figura 49.

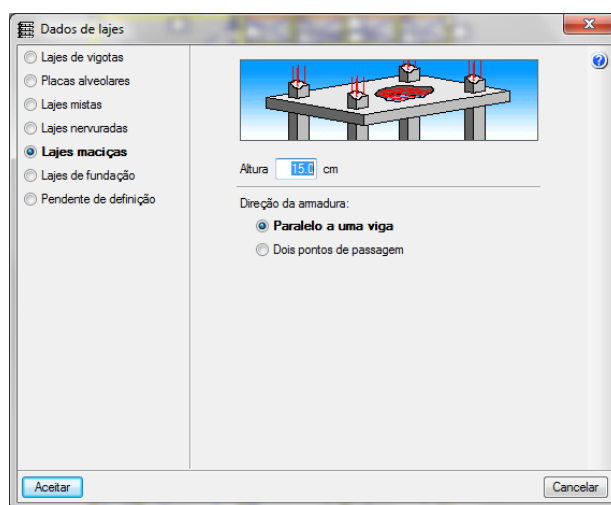


Figura 49 – Opções disponíveis para as lajes.

Para o caso em específico da laje nervurada, assunto deste trabalho, deve-se escolher o fabricante e a fôrma da laje nervurada. Fazendo isso, todas as propriedades relativas à laje utilizando aquela fôrma são aplicadas. Caso a fôrma não esteja cadastrada no programa, é possível cadastrar com base nos valores fornecidos no catálogo do fabricante. A Figura 50 mostra a escolha de uma laje nervurada com a fôrma já cadastrada.

Ao inserir a laje nervurada no modelo, clicando com o mouse sobre o painel, as linhas que representam as nervuras são desenhadas automaticamente e podem não estar coincidindo com a posição correta das nervuras na máscara. Para isto, existe um comando que permite reposicionar as nervuras. O resultado dessa correção deve ser uma imagem com a nervura passando exatamente no meio entre as cubas posicionadas na fôrma. A Figura 51 esclarece o que foi exposto.

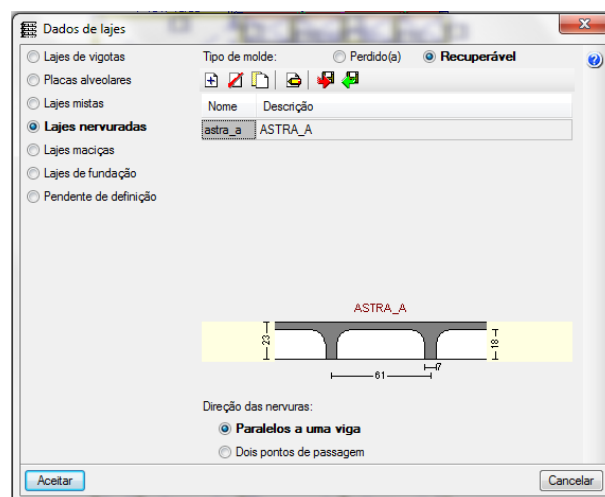


Figura 50 – Laje nervurada e fôrma já cadastrada.

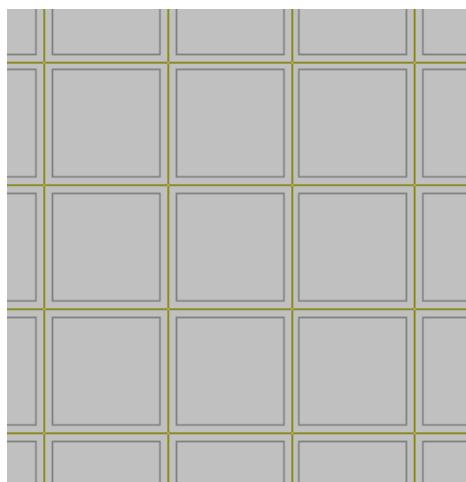


Figura 51 – Eixo da nervura passando no meio entre as cubas.

Para finalizar a modelagem da laje, apagam-se algumas cubas no entorno dos pilares, criando-se assim os maciços.

Na Figura 52, é possível ver a região ao redor de um pilar com a interrupção do trecho nervurado e o início do maciço (laje lisa).

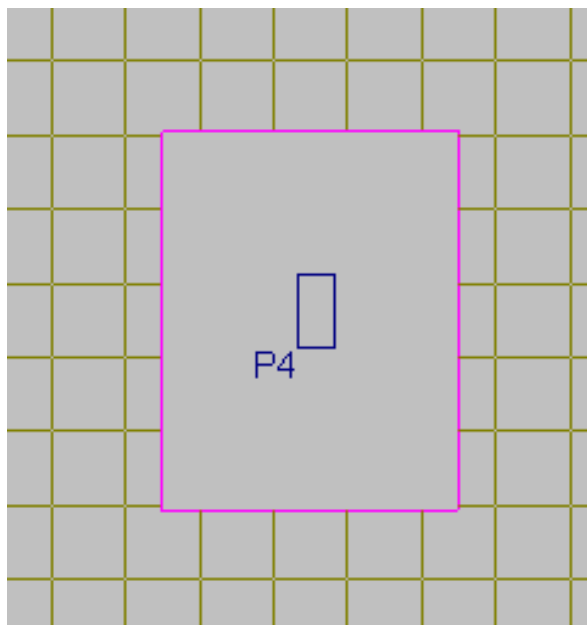


Figura 52 – Maciço em torno do pilar.

Sendo assim, chega-se ao fim desta etapa de definição da geometria dos elementos estruturais. As fôrmas geradas pelo programa, mostrando todos estes elementos, encontram-se nos anexos.

5.10. APLICAÇÃO DAS CARGAS

Na sequência de utilização do programa é feita a aplicação das cargas. Para esta etapa, é importante acrescentar novas máscaras ao projeto. Com a estrutura toda definida, torna-se mais importante ver a posição correta da arquitetura sobre os pavimentos.

Ao acrescentar a arquitetura às máscaras do programa, pode-se ver exatamente a posição das paredes de alvenaria sobre as lajes. Com isso, é possível trabalhar com as cargas em suas posições reais.

É preciso definir, então, as cargas de superfície, as cargas lineares e as cargas pontuais.

Vale lembrar que, no início do projeto, as cargas de superfície já foram aplicadas aos grupos e, somente no caso de existir alguma carga diferenciada, é que esta deve ser aplicada. No caso deste projeto, o único local de aplicação de carga de superfície diferenciada foi a laje que cobre o elevador, devido ao seu maquinário.

As cargas lineares devidas às paredes e as cargas pontuais utilizadas para consideração da escada e da caixa d'água já foram calculadas e mostradas nos itens 4.2.2 e 4.2.3 deste trabalho. Os valores aplicados foram exatamente os mesmos dos calculados.

A Figura 53 mostra um trecho de uma laje com cargas de alvenaria e cargas pontuais da escada.

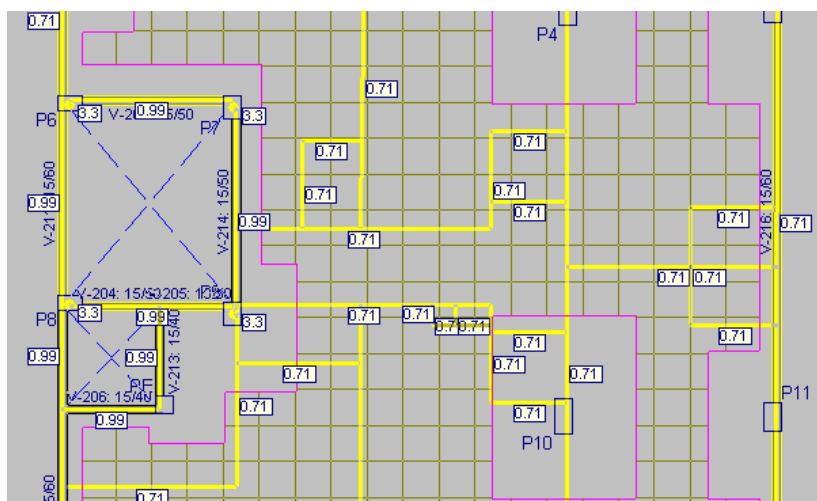


Figura 53 – Trecho de laje com cargas de alvenaria e cargas pontuais sobre pilares.

As imagens dos pavimentos completos com todas as cargas são apresentadas em anexo.

5.11. MODELO EM 3D

Uma vista em 3D do edifício todo modelado pode ser observada na Figura 54. Esta imagem é importante para auxiliar na verificação do posicionamento e dimensões dos elementos estruturais.

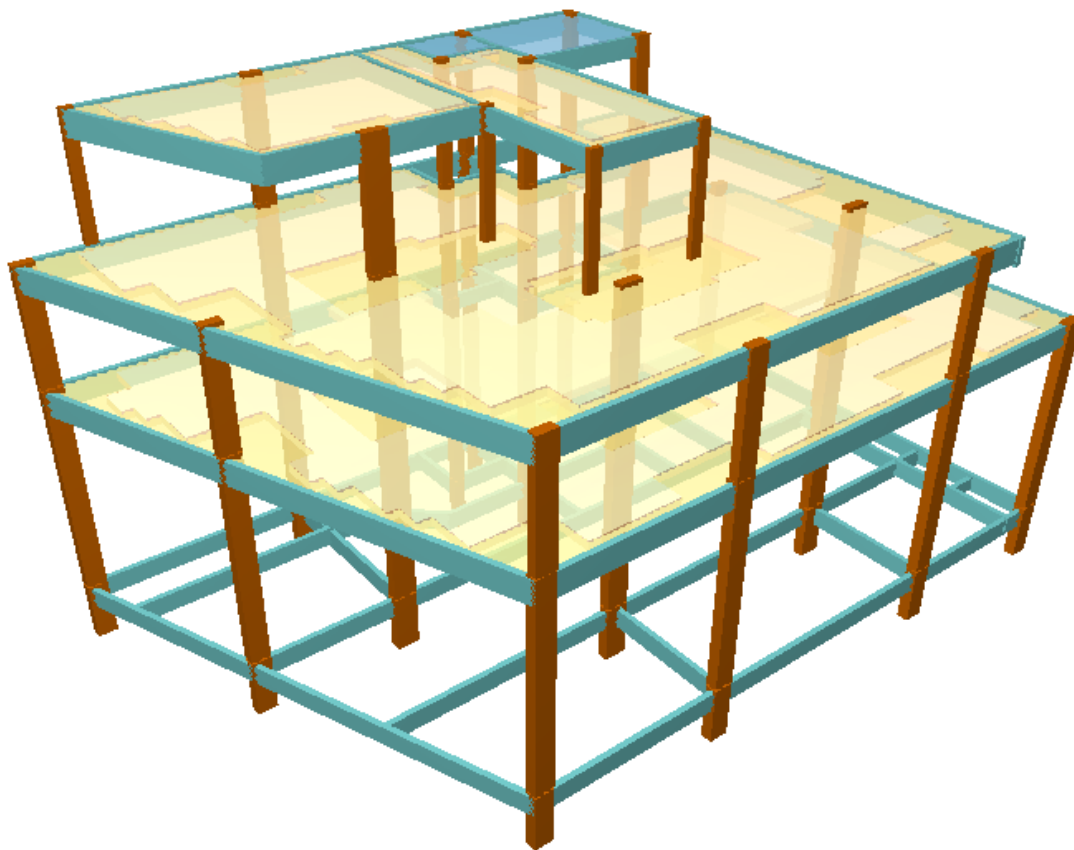


Figura 54 – Vista em 3D do modelo.

Até esta etapa, todos os materiais já foram escolhidos, toda a geometria do edifício foi definida e todos os carregamentos foram aplicados. Faltam somente definir as condições de apoio.

5.12. APOIOS

No caso do CYPECAD, é possível escolher entre apoios que restringem somente as translações ou que restringem as translações e rotações.

Como neste projeto a fundação não foi definida, a opção escolhida foi a de calcular a obra sem dimensionar a fundação. Ao selecionar esta opção, o programa aplica uma condição de apoio padrão à base dos pilares da estrutura, que corresponde a um engaste na base do pilar.

5.13. PROCESSAMENTO

O processamento do edifício é feito sem o dimensionamento da fundação, porém todo o procedimento de análise estrutural, de dimensionamento e de detalhamento da estrutura é executado. Ao final do processamento, têm-se os resultados finais do programa.

É importante lembrar que o projeto deve ser verificado, pois o resultado de qualquer programa computacional não pode ser tomado como verdade absoluta.

6. RESULTADOS DO CYPECAD

Após a realização do cálculo do edifício, o programa fornece como resultado o detalhamento das lajes, vigas e pilares. Além do detalhamento, o programa permite acessar os isovalores, que contêm: deslocamentos, esforços característicos, esforços de dimensionamento e taxas de armadura. Pode ser vista, também, a deformada da estrutura em 3D.

O detalhamento fornecido pelo programa para as lajes, objeto principal de estudo deste trabalho, está mostrado em anexo.

Alguns pontos foram escolhidos para serem verificados e comprovarem ou não o bom funcionamento do programa.

6.1. VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1.1. CARGA NO PILAR

O primeiro ponto a ser verificado neste projeto é a carga nos pilares.

O pilar escolhido para esta verificação foi o pilar P13. O processo de verificação utilizado foi o cálculo da carga através da área de influência do pilar.

Segundo LONGO (2012), a área de influência nas lajes lisas ou cogumelo é obtida da seguinte maneira: para pilar externo com pilar interno, tomar 60% da distância, jogando o maior percentual da carga para o pilar interno e 50% da distância quando se estiver trabalhando com dois pilares internos. A Figura 55 ilustra o procedimento sugerido.

Com a área de influência definida, pode-se calcular a carga estimada para o pilar através da Eq. (51):

$$N = A_i \cdot q \quad (51)$$

onde:

- A_i é a área de influência do pilar;

- q é a carga distribuída na laje.

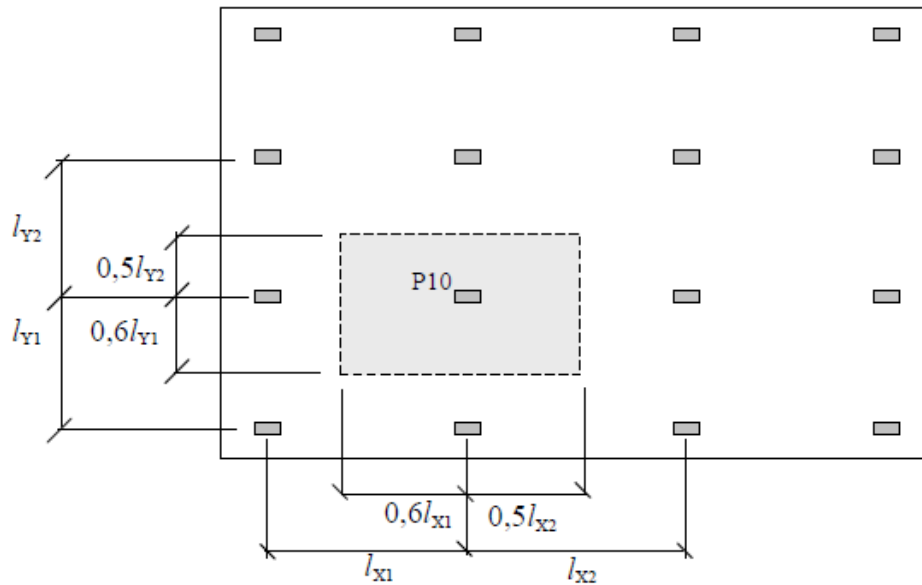


Figura 55 – Área de influência para um pilar em uma laje lisa (LONGO, 2012).

A Figura 56 mostra a área de influência do pilar P13 conforme o critério de LONGO (2012).

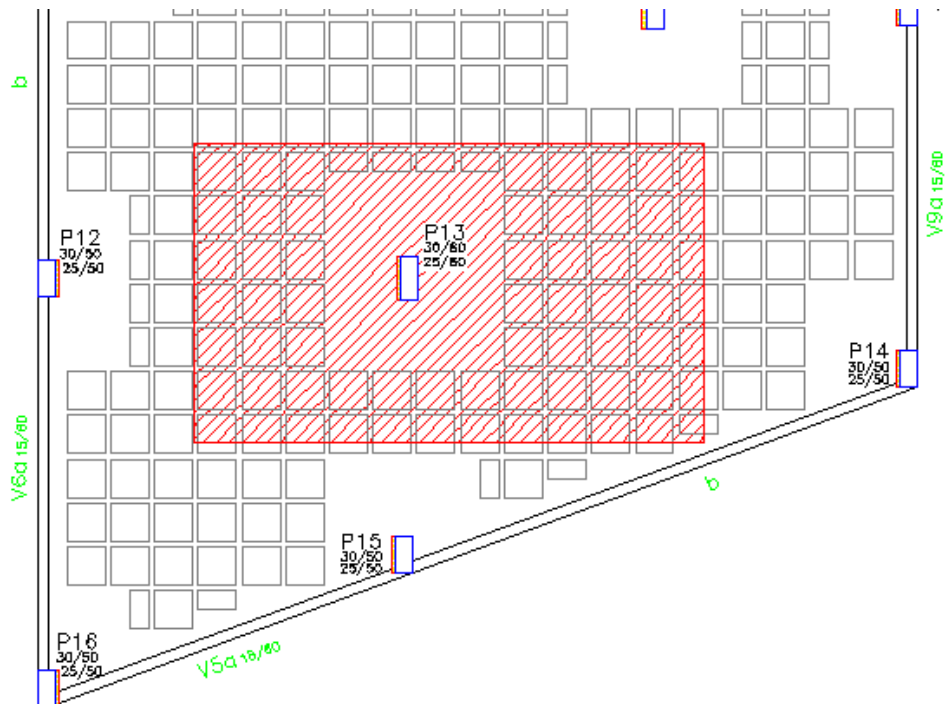


Figura 56 – Área de influência do pilar P13.

Esta área de influência foi medida e vale aproximadamente 29,63 m². Como ela está localizada no piso do segundo pavimento, neste ponto deve entrar uma carga de aproximadamente:

$$q = \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Sobrecarga} + \text{Revestimento} + \text{Alvenaria} \quad (52)$$

- $q = 2,64 \frac{kN}{m^2} + 3,00 \frac{kN}{m^2} + 1,00 \frac{kN}{m^2} + 1,00 \frac{kN}{m^2} = 7,64 \frac{kN}{m^2}$
- $N = 29,63 m^2 \cdot 7,64 \frac{kN}{m^2} = 226,4 kN$

Portanto, para se ter uma ordem de grandeza da carga que deve entrar no P13, no piso do segundo pavimento, pode-se adotar este valor. Vale lembrar que, nesta estimativa, a carga de alvenaria foi estimada em 1 kN/m², porém na realidade este valor pode ser diferente.

As Figuras 57 a 60 mostram os valores do esforço axial no pilar P13, antes e depois de receber a carga que chega da laje do 2º pavimento. Os valores estão separados entre carga permanente e sobrecarga. Estes valores são apresentados em tf, conforme padrão do programa.

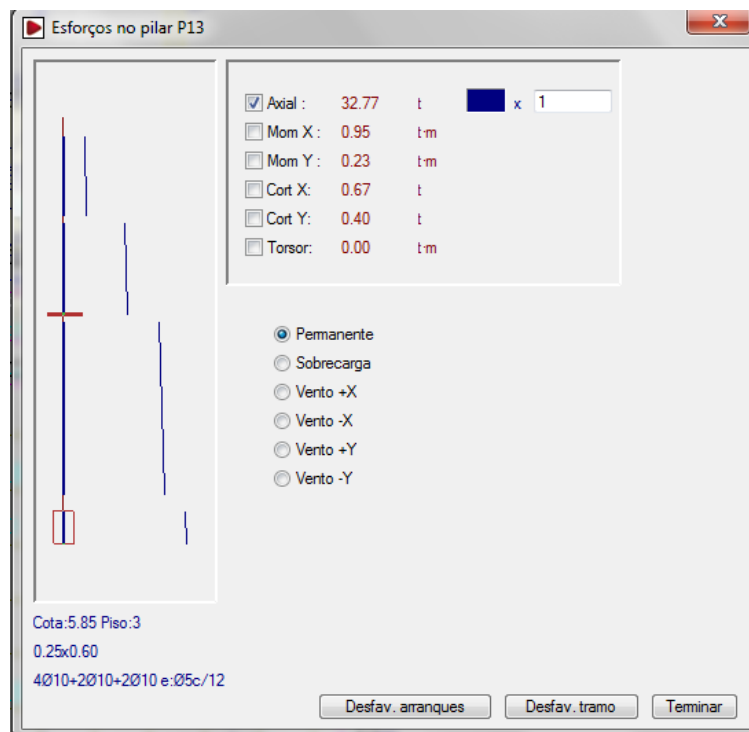


Figura 57 – Esforço axial no pilar P13 devido à carga permanente antes de receber a carga da laje do piso do 2º pavimento.

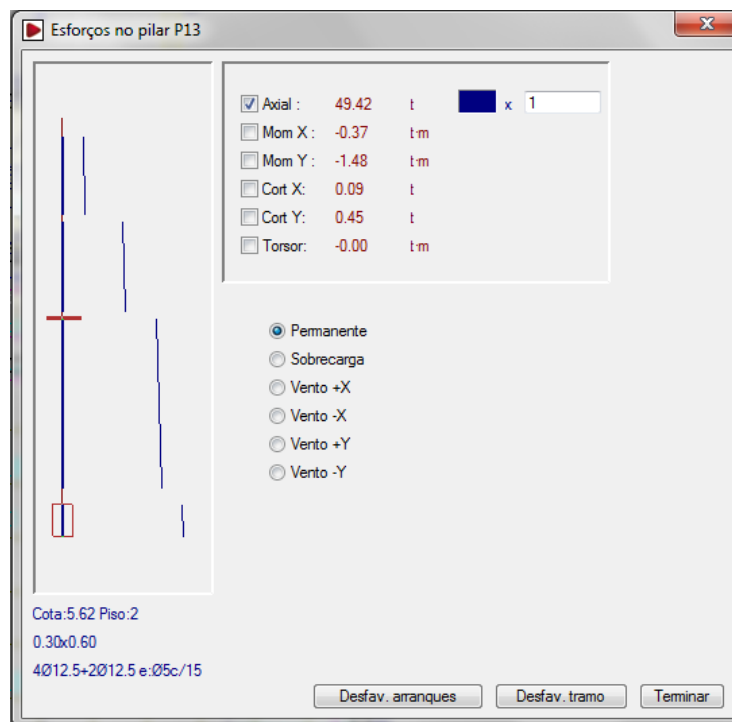


Figura 58 – Esforço axial no pilar P13 devido à carga permanente após receber a carga da laje do piso do 2º pavimento.

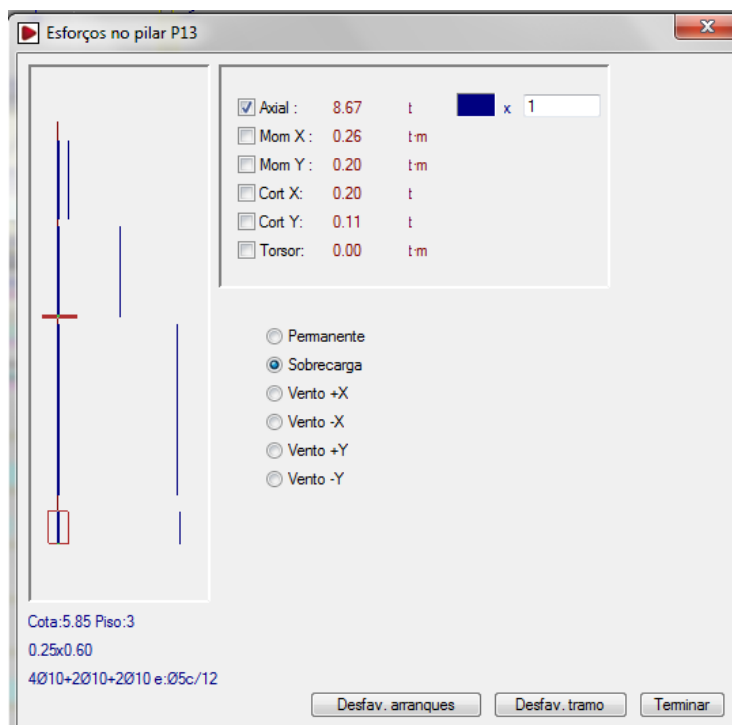


Figura 59 – Esforço axial no pilar P13 devido à sobrecarga antes de receber a carga da laje do piso do 2º pavimento.

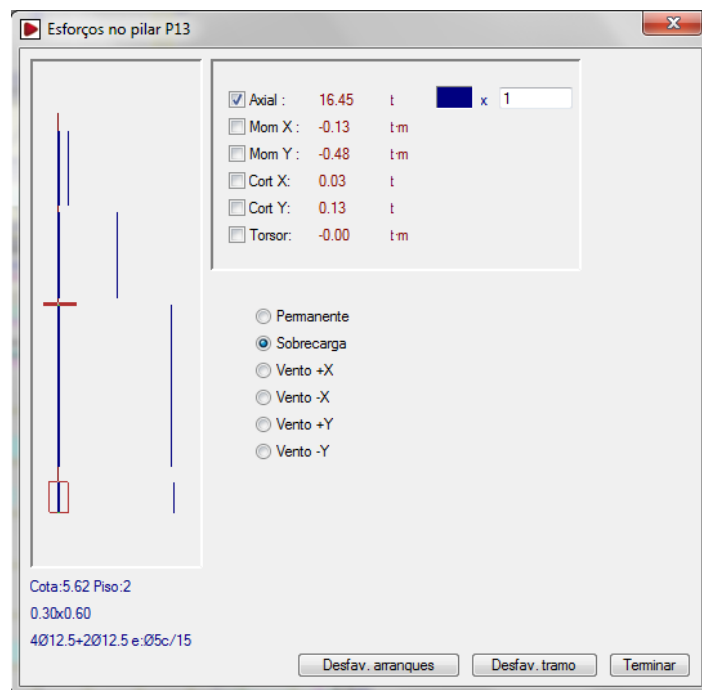


Figura 60 – Esforço axial no pilar P13 devido à sobrecarga após receber a carga da laje do piso do 2º pavimento.

Calculando a carga, em kN, que entrou no pilar P13 no piso do 2º pavimento, chegou-se a:

- $N = (49,42 - 32,77) + (16,45 - 8,67) = 24,43 \text{ tf} = 244,3 \text{ kN}$

Comparando-se com o valor estimado:

$$\frac{244,3}{226,4} \cong 1,079$$

→ O valor do programa é aproximadamente 8% maior que o estimado.

Alternativamente, é possível medir o comprimento linear das paredes no interior da área de influência, cujo valor foi de 7,72 m. Como esta alvenaria possui carga linear de 7,1 kN/m, chega-se a um valor de carga total igual a 54,8 kN. Dividindo-se pela área de influência, obtém-se 1,85 kN/m². Sendo assim, de acordo com a Eq. (52):

$$q = \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Sobrecarga} + \text{Revestimento} + \text{Alvenaria}$$

- $q = 2,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- $N = 29,63 \text{ m}^2 \cdot 8,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 251,5 \text{ kN}$

Ao comparar este valor estimado, mais preciso, com o valor do programa:

$$\frac{244,3}{251,5} \cong 0,971$$

→ O valor do programa é menos de 3% menor que o estimado.

Com base nessa comparação, pode-se concluir que o programa calculou a carga no pilar de forma correta. Sendo assim, com relação à carga nos pilares, pode-se confiar nos valores fornecidos pelo programa.

Constatado isto, foi feito um levantamento das cargas para o estudo do efeito de punção em todos os pilares que chegam diretamente na laje. Os valores obtidos através do programa (em tf) estão apresentados nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Cargas axiais para estudo de punção nos pilares P4, P10 e P13 no piso do 2º pavimento.

2º Pavimento	Perm. Embaixo	Perm. em Cima	Sobrec. Embaixo	Sobrec. em Cima	Total (tf)	Total (kN)
P4	45,04	18,00	17,36	7,75	36,65	366,5
P10	54,40	26,69	18,79	9,68	36,82	368,2
P13	49,42	32,77	16,45	8,67	24,43	244,3

Tabela 3 – Cargas axiais para estudo de punção nos pilares P4, P10, P13, M1, M2 e M3 no piso da cobertura.

Cobertura	Perm. Embaixo	Perm. em Cima	Sobrec. Embaixo	Sobrec. em Cima	Total (tf)	Total (kN)
P4	16,96	0,00	7,75	0,00	24,71	247,1
P10	25,65	0,00	9,68	0,00	35,33	353,3
P13	31,73	12,05	8,67	1,52	26,83	268,3
M1	0,00	2,18	0,00	-0,05	-2,13	-21,3
M2	0,00	-3,45	0,00	-1,47	4,92	49,2
M3	0,00	3,08	0,00	0,62	-3,70	-37,0

6.1.2. ARMADURA DE FLEXÃO NO MACIÇO

O cálculo da armadura de flexão para a região do maciço em volta do pilar P13, foi feito devido à necessidade de se conhecer o valor da taxa de armadura anteriormente à verificação da punção.

O momento fletor de cálculo na direção x, para a armadura negativa no piso do 2º pavimento, é mostrado na Figura 61. Os valores estão em tf.m/m, conforme padrão do programa.

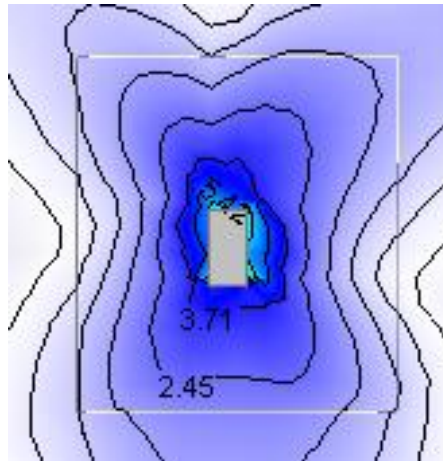


Figura 61 – Momento fletor negativo de cálculo na direção x em torno do pilar P13.

O momento fletor de cálculo na direção y, para a armadura negativa no piso do 2º pavimento, é mostrado na Figura 62. Os valores estão em tf.m/m, conforme padrão do programa.

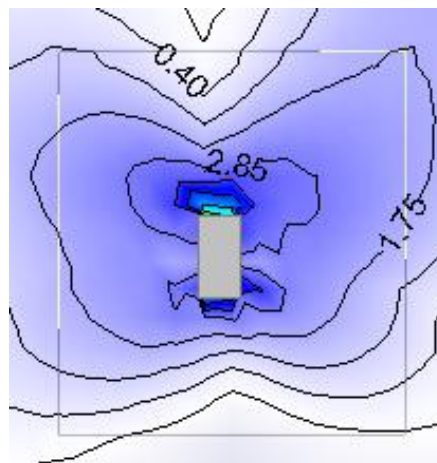


Figura 62 – Momento fletor negativo de cálculo na direção y em torno do pilar P13.

O cálculo da armadura para as duas direções está mostrado a seguir.

6.1.2.1. CÁLCULO DA ARMADURA NEGATIVA EM X

- $M_d = 5,42 \text{ tf.m/m} = 54,2 \text{ kN.m/m}$

- $k_{md} = \frac{54,2}{1,00 \cdot 0,205^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,060$
- $k_z = 0,963$
- $A_s = \frac{54,2}{0,963 \cdot 0,205 \cdot 50 / 1,15} = 6,3 \frac{cm^2}{m}$

Para trabalhar com a armadura do maciço disposta na direção das nervuras, tem-se:

- $\frac{A_s}{nerv} = 6,3 \cdot 0,61 = 3,85 \frac{cm^2}{nerv}$
- *Armadura: 2 Ø 16mm por nervura* $\left(4,0 \frac{cm^2}{nerv}\right)$

6.1.2.2. CÁLCULO DA ARMADURA NEGATIVA EM Y

- $M_d = 2,85 \frac{tf \cdot m}{m} = 28,5 \frac{kN \cdot m}{m}$
- $k_{md} = \frac{28,5}{1,00 \cdot 0,205^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,032$
- $k_z = 0,980$
- $A_s = \frac{28,5}{0,980 \cdot 0,205 \cdot 50 / 1,15} = 3,3 \frac{cm^2}{m}$

Para trabalhar com a armadura do maciço disposta na direção das nervuras, tem-se:

- $\frac{A_s}{nerv} = 3,3 \cdot 0,61 = 2,01 \frac{cm^2}{nerv}$
- *Armadura: (1 Ø 16mm + 1 Ø 10mm) por nervura* $\left(2,8 \frac{cm^2}{nerv}\right)$

6.1.2.3. ARMADURA PROPOSTA PELO PROGRAMA NA DIREÇÃO HORIZONTAL X

A Figura 63 apresenta o detalhamento da armadura negativa na direção x no maciço em torno do pilar P13.

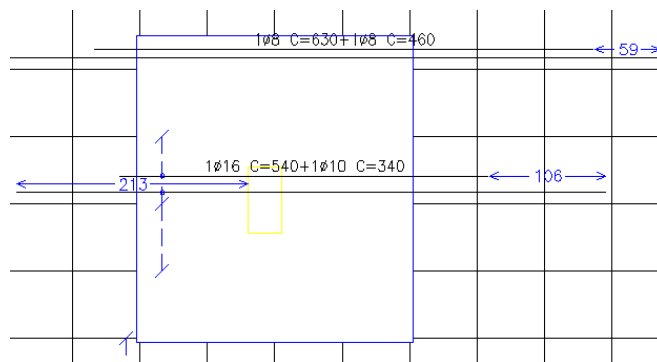


Figura 63 – Detalhamento da armadura negativa na direção x no maciço em torno do pilar P13.

Como pode ser visto, a armadura negativa proposta pelo programa para a direção x é menor que a calculada. Com isso, percebe-se que o programa não trabalhou com o valor de 54,2 kN.m/m para o momento. Provavelmente, o valor empregado foi obtido numa região um pouco mais afastada da face do pilar, onde o momento é menor.

A sugestão é alterar a armadura proposta pelo programa, trabalhando com a armadura calculada, ou seja, trocando (1 Ø 16 mm + 1 Ø 10 mm) por (2 Ø 16 mm).

6.1.2.4. ARMADURA PROPOSTA PELO PROGRAMA NA DIREÇÃO VERTICAL Y

A Figura 64 apresenta o detalhamento da armadura negativa na direção y no maciço em torno do pilar P13.

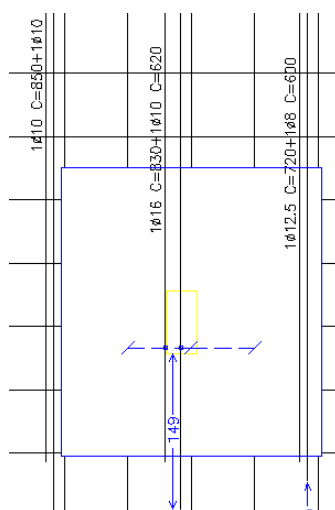


Figura 64 – Detalhamento da armadura negativa na direção y no maciço em torno do pilar P13.

Como pode ser visto, a armadura negativa proposta pelo programa para a direção y é exatamente a mesma calculada. Sendo assim, nenhuma modificação é sugerida para este caso.

6.1.2.5. TAXAS DE ARMADURA

A taxa de armadura de flexão pode ser obtida de acordo com a Eq. (41).

Para a direção x, tem-se:

- $A_{cx} = (60 + 2 \cdot 3d) \cdot 23 \text{ cm} = (183) \cdot 23 = 4209 \text{ cm}^2$
- $A_{sx} = 3 \cdot 4 \text{ cm}^2 = 12 \text{ cm}^2$
- $\rho_x = \frac{12}{4209} = 0,00285$

Para a direção y, tem-se:

- $A_{cy} = (30 + 2 \cdot 3d) \cdot 23 \text{ cm} = (153) \cdot 23 = 3519 \text{ cm}^2$
- $A_{sy} = 3 \cdot 2,8 \text{ cm}^2 = 8,4 \text{ cm}^2$
- $\rho_y = \frac{8,4}{3519} = 0,00239$

Sendo assim, a taxa de armadura ρ é de:

$$\rho = \sqrt{0,00285 \cdot 0,00239} = 0,00261 \rightarrow 0,26\%$$

6.1.3. PUNÇÃO

Para o cálculo da punção, foram calculados os perímetros dos contornos críticos em C e em C', para os mesmos pilares das Tabelas 2 e 3, de acordo com as Eq. (36) e (37). Estes valores são mostrados nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Perímetros dos contornos críticos em C e em C' para os pilares P4, P10 e P13 no piso do 2º pavimento.

2º Pavimento	Dimensão 1 (m)	Dimensão 2 (m)	u em C (m)	u em C' (m)
P4	0,30	0,60	1,80	4,38
P10	0,30	0,60	1,80	4,38
P13	0,30	0,60	1,80	4,38

Tabela 5 – Perímetros dos contornos críticos em C e em C' para os pilares P4, P10, P13, M1, M2 e M3 no piso da cobertura.

Cobertura	Dimensão 1 (m)	Dimensão 2 (m)	u em C (m)	u em C' (m)
P4	0,25	0,60	1,70	4,28
P10	0,25	0,60	1,70	4,28
P13	0,25	0,60	1,70	4,28
M1	0,15	0,30	0,90	3,48
M2	0,20	0,30	1,00	3,58
M3	0,15	0,30	0,90	3,48

Em seguida, apresentam-se as tensões solicitantes e tensões resistentes em C, calculadas de acordo com as Eq. (35) e (38). Os valores estão nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Tensão solicitante e tensão resistente em C para os pilares P4, P10 e P13 no piso do 2º pavimento.

2º Pavimento	Tensão Sol. (kN/m²)	Tensão Resist. (kN/m²)	Verificação
P4	993,22	5091,43	OK
P10	997,83	5091,43	OK
P13	662,06	5091,43	OK

Tabela 7 – Tensão solicitante e tensão resistente em C para os pilares P4, P10, P13, M1, M2 e M3 no piso da cobertura.

Cobertura	Tensão Sol. (kN/m²)	Tensão Resist. (kN/m²)	Verificação
P4	709,04	5091,43	OK
P10	1013,77	5091,43	OK
P13	769,87	5091,43	OK
M1	115,45	5091,43	OK
M2	240,00	5091,43	OK
M3	200,54	5091,43	OK

Para fazer o cálculo da tensão resistente em C', é preciso ter o valor da taxa de armadura. Este valor foi calculado para o pilar P13 no piso do 2º pavimento no item 6.1.2.5. Sendo assim, a tensão resistente em C' será calculada somente para este pilar neste pavimento.

A tensão solicitante em C' pode ser calculada de acordo com a Eq. (35) e a tensão resistente em C' pode ser calculada de acordo com a Eq. (40).

$$\tau_{sd} = \frac{244,3}{4,38 \cdot 0,205} = 272,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{20,5}} \right) \cdot (100 \cdot 0,00261 \cdot 30)^{1/3} = 0,5131 MPa = 513,1 \frac{kN}{m^2}$$

Como $\tau_{sd} < \tau_{Rd1}$, não é necessário colocar armadura de punção neste ponto.

A verificação foi feita como laje lisa e não como capitel devido ao tamanho do maciço.

6.1.4. ARMADURA DA NERVURA (MOMENTO POSITIVO)

Para verificação da armadura da nervura, considerou-se o maior momento positivo de cálculo encontrado (na direção x) na laje do piso do 2º pavimento. Este momento (em tf.m/m, conforme padrão do programa) é mostrado na Figura 65.

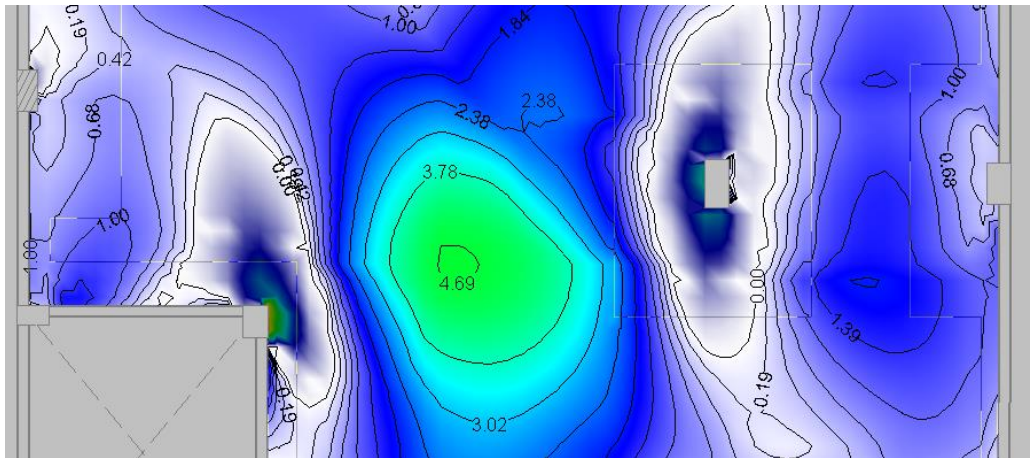


Figura 65 – Maior momento positivo de cálculo encontrado na direção x na laje do piso do 2º pavimento.

O cálculo da armadura na nervura é feito de acordo com o item 2.7.1.1.

- $M_d = 46,9 \text{ kN.m/m}$
- *Momento na nervura:* $M_d = 46,9 \cdot 0,61 = 28,6 \text{ kN.m/nerv}$
- $k_{md} = \frac{28,6}{0,61 \cdot 0,205^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,052$
- $k_x = 1,25 - \sqrt{1,563 - 3,676 \cdot 0,052} = 0,079$

- $x = 0,079 \cdot 0,205 = 0,016$
- $0,8 \cdot x = 0,013 < h_f = 0,05 \rightarrow LN \text{ passa na mesa}$
- $k_z = 1 - 0,4 \cdot 0,079 = 0,968$
- $A_s = \frac{28,6}{0,968 \cdot 0,205 \cdot \frac{50}{1,15}} = 3,3 \text{ cm}^2/\text{nerv}$
- Armadura sugerida: (1 ϕ 12,5mm + 1 ϕ 20mm) por nervura

A armadura proposta pelo programa foi exatamente a mesma calculada. A Figura 66 mostra o detalhamento da armadura positiva das nervuras.

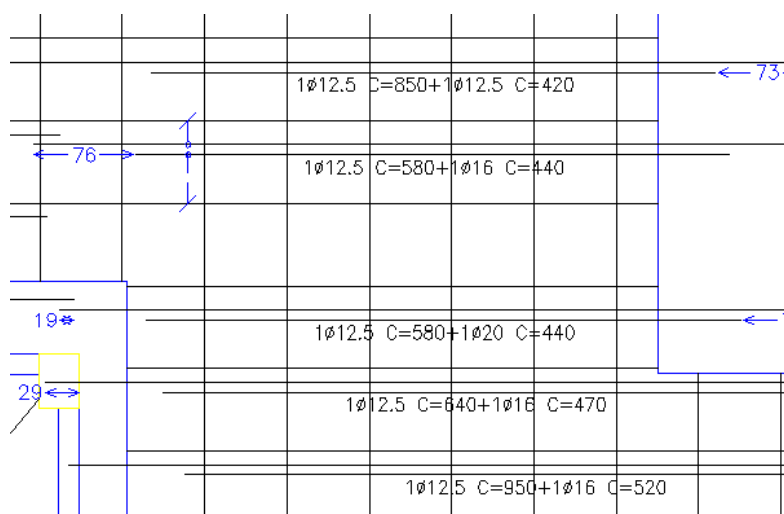


Figura 66 – Armadura positiva na nervura proposta pelo programa.

Deve-se fazer uma observação sobre o resultado do programa. A armadura proposta pelo programa foi de 1 ϕ 12,5 mm + 1 ϕ 20 mm, pois foi adotado como armadura de base 1 ϕ 12,5 mm nas nervuras, ou seja, em qualquer que seja a nervura existe pelo menos 1 ϕ 12,5 mm. Este foi um princípio adotado no projeto para facilitar a armação na obra.

6.1.5. CISALHAMENTO NA LAJE NERVURADA

Verificou-se o cisalhamento na laje nervurada no entorno do pilar P13. A Figura 67 mostra a distribuição dos cortantes nessa região (valores em tf/m, conforme padrão do programa).

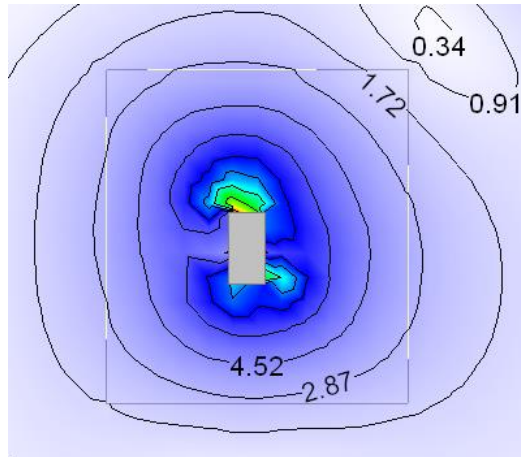


Figura 67 – Distribuição do cortante na região ao redor do pilar P13.

Como esta laje possui espaçamento entre eixos menor que 65 cm, a NBR 6118:2007 estabelece fazer a verificação do cisalhamento através dos critérios de laje. O cálculo de verificação de acordo com a Eq. (17) é mostrado abaixo.

- $\tau_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{0,21 \cdot 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,362 \text{ MPa}$
- $k = 1,6 - 0,205 = 1,395$

Para o cálculo de ρ_1 , foi considerado o pior caso, ou seja, a nervura que contém somente a armadura de base (1 ϕ 12,5 mm). O cálculo é feito de acordo com a Eq. (18).

- $\rho_1 = \frac{1,23}{7 \cdot 20,5} = 0,0086$

O valor resistente de cálculo para o cortante é dado de acordo com a Eq. (16).

$$V_{Rd1} = [0,362 \cdot 1,395 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0086)] \cdot 0,07 \cdot 0,205$$

$$V_{Rd1} = 0,0112 \text{ MN} = 11,2 \text{ kN}$$

O maior valor solicitante de cálculo encontrado logo após sair do maciço é de:

$$V_{Sd} = 28,7 \cdot 0,61 = 17,5 \text{ kN}$$

Portanto, $V_{Sd} > V_{Rd1}$ e a laje precisa de armadura de cisalhamento.

Como a laje tem 23 cm de espessura, a resistência do estribo, segundo a NBR 6118:2007, pode ser considerada como 324 MPa (valor interpolado).

A verificação da tensão resistente mostrada na Eq. (21) é feita a seguir. O cálculo da armadura, de acordo com a Eq. (23), também é apresentado na sequência.

- $V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot \frac{30}{1,4} \cdot 0,07 \cdot 0,205 = 0,073 \text{ MN} = 73 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$
- $V_c = 0,09 \cdot 30^{2/3} \cdot 0,07 \cdot 0,205 = 0,01247 \text{ MN} = 12,47 \text{ kN}$
- $A_{sw/s} = \frac{17,5 \text{ kN} - 12,47 \text{ kN}}{0,9 \cdot 0,205 \text{ m} \cdot 324000 \text{ kN/m}^2} = 0,000084 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ao considerar as duas “pernas” do estribo:

$$\frac{0,84}{2} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ao considerar o estribo a cada 20 cm:

$$\frac{0,42}{5} = 0,084 \text{ cm}^2 \text{ a cada } 20 \text{ cm} \rightarrow \text{estribos } \phi 5 \text{ mm a cada } 20 \text{ cm}$$

Calculada essa armadura, é feita a comparação com a armadura proposta pelo programa. Esta armadura está mostrada na Figura 68.

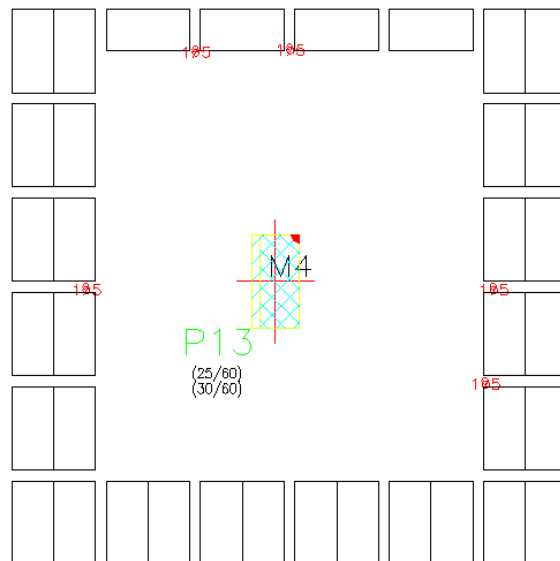


Figura 68 – Armadura de cisalhamento proposta pelo programa.

Como pode se ver, o dimensionamento feito pelo programa previu 1 $\phi 5$ mm apenas nas seções onde $V_{Sd} > V_{Rd1}$. Sugere-se dispor esta armadura em volta de todo o maciço com a extensão de, pelo menos, uma fôrma da laje nervurada.

6.1.6. ARMADURA DE COLAPSO PROGRESSIVO

A seguir é calculada a armadura de colapso progressivo, segundo a NBR 6118:2007. O cálculo, de acordo com a Eq. (32), para o pilar P13 no piso do 2º pavimento está mostrado a seguir.

- $F_{Sd} = 244,3 \text{ kN}$
- $A_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{244,3 \text{ kN}}{435000 \text{ kN/m}^2} = 0,00056 \text{ m}^2 = 5,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$

É importante destacar que o programa não calculou ou não representou nenhuma armadura de colapso progressivo e, segundo a Norma, esta armadura é obrigatória.

6.1.7. ARMADURA DO PILAR

A Tabela 8 mostra os esforços do pilar P13 no nível da fundação.

Tabela 8 – Esforços do P13 no nível da fundação.

P13	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Permanente	633,6	20,9	24,2
Sobrecarga	168,3	1,2	0,0
Total	801,9	22,1	24,2

Os momentos mínimos de primeira ordem são dados pela Eq. (53).

$$M_{1d,min} = N \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (53)$$

Logo:

$$M_{1dx,min} = 1,4 \cdot 801,9 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,60) = 37,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{1dy,min} = 1,4 \cdot 801,9 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,30) = 26,94 \text{ kN.m}$$

O comprimento equivalente é o mesmo para as duas direções e vale 5,50 m (para o trecho entre o térreo e o 2º pavimento).

O cálculo dos índices de esbeltez é apresentado a seguir:

$$\lambda_x = \sqrt{12} \cdot \frac{l_e}{h} = \sqrt{12} \cdot \frac{5,50}{0,60} = 31,7 \text{ (não considerar efeitos de 2ª ordem)}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \cdot \frac{l_e}{b} = \sqrt{12} \cdot \frac{5,50}{0,30} = 63,5$$

Fazendo o dimensionamento para os momentos mínimos:

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/b}{\alpha_{by}} = \frac{25 + 12,5 \cdot 0,0240/0,30}{1,00} = 26 \therefore \lambda_{1y} = 35$$

Logo, os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados.

Na sequência, apresenta-se o cálculo dos efeitos de 2ª ordem para a direção yy pelo Método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada.

$$\nu = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1122,66}{0,30 \cdot 0,60 \cdot 30000/1,4} = 0,291$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{b(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{b} \therefore \frac{1}{r} = 0,0167$$

Sendo assim, o momento total máximo é dado pela Eq. (54).

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (54)$$

$$M_{d,tot} = 1,00 \cdot 26,94 + 1122,66 \cdot \frac{5,50^2}{10} \cdot 0,0167 = 83,65 \text{ kN.m}$$

Portanto, o dimensionamento do pilar deve ser feito para os seguintes esforços:

- $N_d = -1122,66 \text{ kN}$ e $M_{xx} = 37,05 \text{ kN.m}$
- $N_d = -1122,66 \text{ kN}$ e $M_{yy} = 83,65 \text{ kN.m}$

Utilizando os ábacos de dimensionamento, chega-se a $\omega = 0$ nos dois casos. Portanto, o pilar deve ser armado com armadura mínima.

A armadura mínima é dada pela Eq. (55).

$$A_{S,min} = \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c \quad (55)$$

- $A_{S,min} = \frac{0,15 \cdot 1,4 \cdot 801,9}{435000} = 0,00039 \text{ m}^2 = 3,9 \text{ cm}^2$

- $A_{S,min} = 0,004 \cdot (30 \cdot 60) = 7,2 \text{ cm}^2$

A Figura 69 mostra o detalhamento fornecido pelo programa.

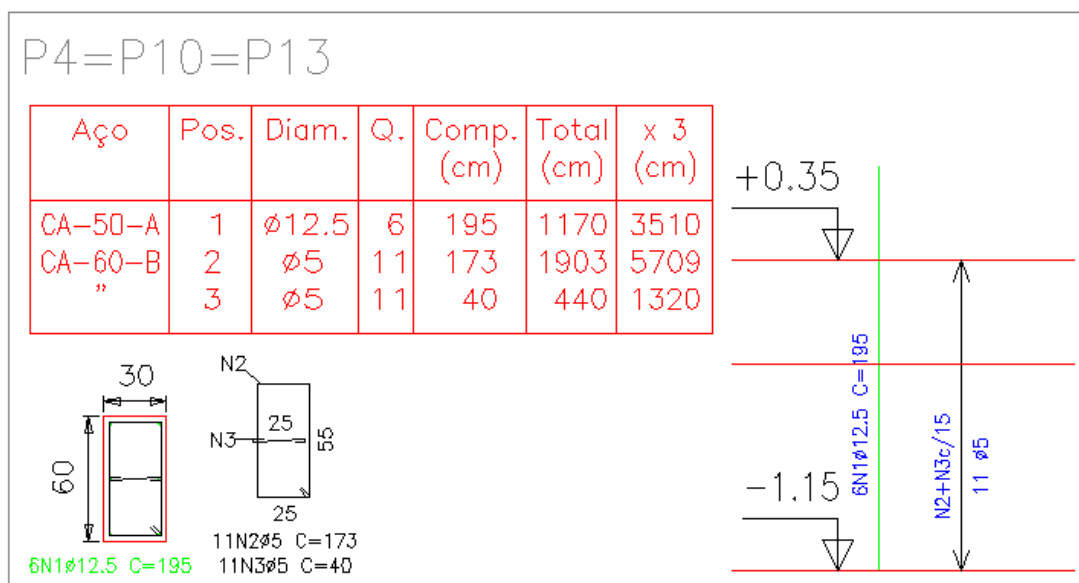


Figura 69 – Detalhamento do pilar P13 ao nível da fundação.

A armadura calculada pelo programa foi de 6 Φ 12,5mm, que dá uma área de aço igual a 7,38 cm².

Como pode se ver, esta armadura está compatível com a armadura mínima, que foi a estimada no pré-dimensionamento.

O fato de se trabalhar com a armadura mínima neste pilar ocorre devido à sua grande seção em comparação com a sua carga. No entanto, esta dimensão foi adotada devido ao efeito do puncionamento na laje lisa.

6.1.8. ARMADURA DA VIGA

Para finalizar esta etapa de verificação do detalhamento proposto pelo programa, foi verificada a armadura de uma viga.

Para estimar a carga que chega na viga através da laje, utilizou-se uma área de influência para a viga ou um quinhão de carga. Vale lembrar que, no caso da laje lisa no interior da estrutura, não existe vigamento. Portanto, foi considerada uma interação com o pilar. A Figura 70 mostra a área estimada.

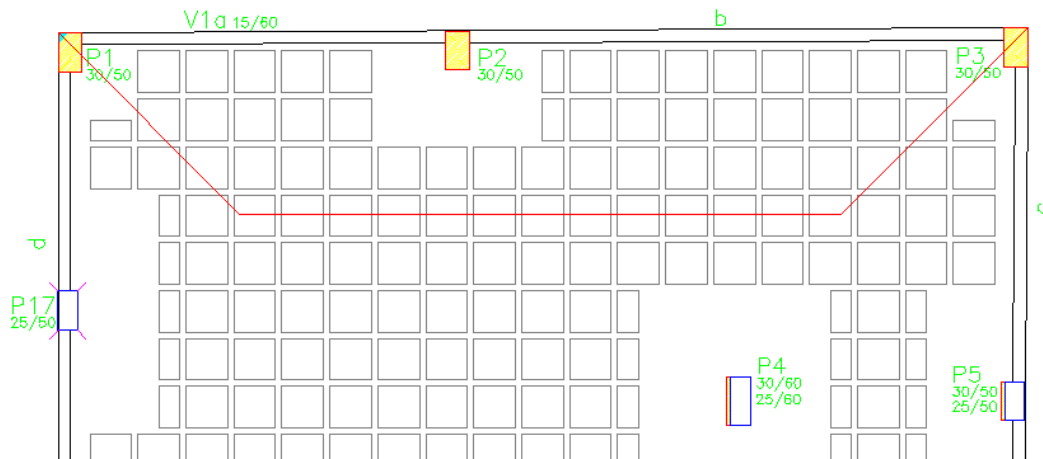


Figura 70 – “Área de influência” para a viga.

A área trapezoidal que carrega a viga V1, indicada na Figura 70, vale 23,34 m².

A carga na laje foi estimada em:

- $q = \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Sobrecarga} + \text{Revestimento} + \text{Alvenaria}$
- $q = 2,64 \frac{kN}{m^2} + 3,00 \frac{kN}{m^2} + 1,00 \frac{kN}{m^2} + 1,00 \frac{kN}{m^2} = 7,64 \frac{kN}{m^2}$

A carga total é, portanto, igual a:

- $Q = 20,5 \cdot 7,64 = 156,6 \text{ kN}$

A carga linear na viga pode ser estimada em:

- $q = \frac{Q}{L} + q' = \frac{156,6}{12,32} + 4,3 = 17,0 \text{ kN/m}$

onde:

- q' é a carga linear na viga devida às paredes.

Vale ressaltar que o peso próprio da viga foi considerado automaticamente pelo programa.

Para obter os esforços na viga, foi criado um modelo de viga no SAP 2000. Os esforços encontrados foram os seguintes:

- Momento positivo no vão 1: $M = 19,95 \text{ kN.m}$
- Momento negativo: $M = -82,27 \text{ kN.m}$
- Momento positivo no vão 2: $M = 66,74 \text{ kN.m}$

O cálculo das armaduras é feito a seguir.

- Armadura positiva no vão 1

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 19,95}{0,15 \cdot 0,57^2 \cdot 30000/1,4} = 0,027$$

$$k_z = 0,983$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 19,95}{0,983 \cdot 0,57 \cdot 50/1,15} \cong 1,15 \text{ cm}^2$$

- Armadura negativa

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 82,27}{0,15 \cdot 0,57^2 \cdot 30000/1,4} = 0,110$$

$$k_z = 0,930$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 82,27}{0,930 \cdot 0,57 \cdot 50/1,15} \cong 5,0 \text{ cm}^2$$

- Armadura positiva no vão 2

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 66,74}{0,15 \cdot 0,57^2 \cdot 30000/1,4} = 0,089$$

$$k_z = 0,944$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 66,74}{0,944 \cdot 0,57 \cdot 50/1,15} \cong 4,0 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima

De acordo com a Tabela 17.3 da NBR 6118:2007, a taxa mínima de armadura de flexão para as vigas varia com o f_{ck} do concreto e com a geometria da viga. Para uma viga de seção retangular e com um f_{ck} de 30 MPa, esta taxa é de 0,173% ($A_{s,min}/A_c$). Sendo assim:

$$A_{s,min} = \frac{0,173}{100} \cdot (15 \cdot 60) = 1,6 \text{ cm}^2$$

As armaduras apresentadas pelo programa são mostradas na Figura 71.

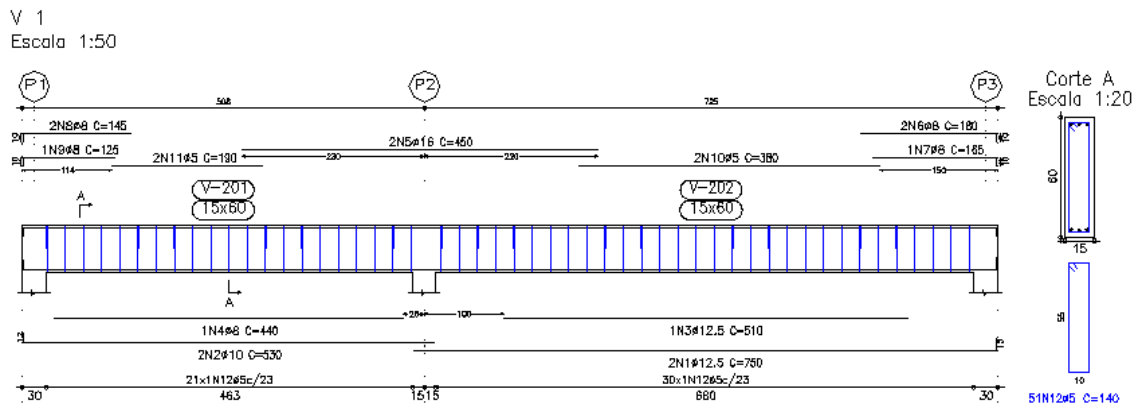


Figura 71 – Detalhamento proposto pelo programa para a viga V1.

- Trecho 1 – armadura positiva: $(2\phi 10 + 1\phi 8) = 2,07 \text{ cm}^2$
- Armadura negativa: $(2\phi 16) = 4,0 \text{ cm}^2$
- Trecho 2 – armadura positiva: $(3\phi 12,5) = 3,7 \text{ cm}^2$

Como se pode ver, as armaduras positivas estimadas têm valores bem próximos aos resultados do programa, no entanto, com relação ao momento negativo, a diferença encontrada entre as armaduras foi de 25%.

Vale lembrar que a carga distribuída e a “área de influência” também foram estimadas.

6.1.9. VERIFICAÇÃO DA FLECHA

Para a realização da verificação da flecha, são utilizadas as isolinhas (ou isovalores) de deslocamento na direção z fornecidas pelo programa. Alternativamente, o programa permite visualizar a deformada da estrutura como um todo.

A Figura 72 apresenta esta deformada para todo o carregamento atuante na estrutura.

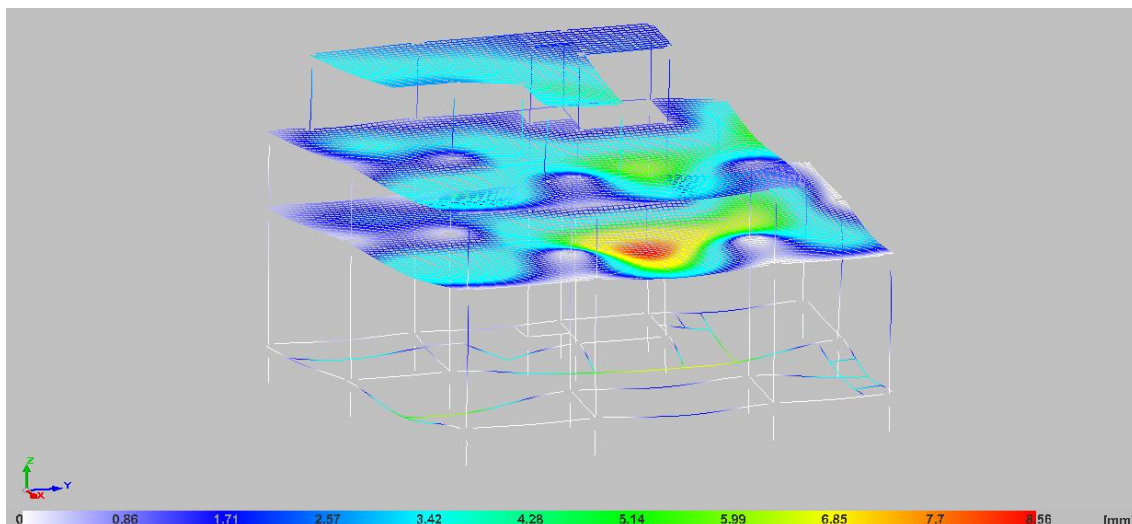


Figura 72 – Deformada da estrutura.

É possível ver que a maior flecha encontra-se no piso do 2º pavimento e apresenta valor da ordem de 8 mm. A seguir são mostradas, na Figura 73, as isolinhas com este ponto de maior flecha no pavimento.

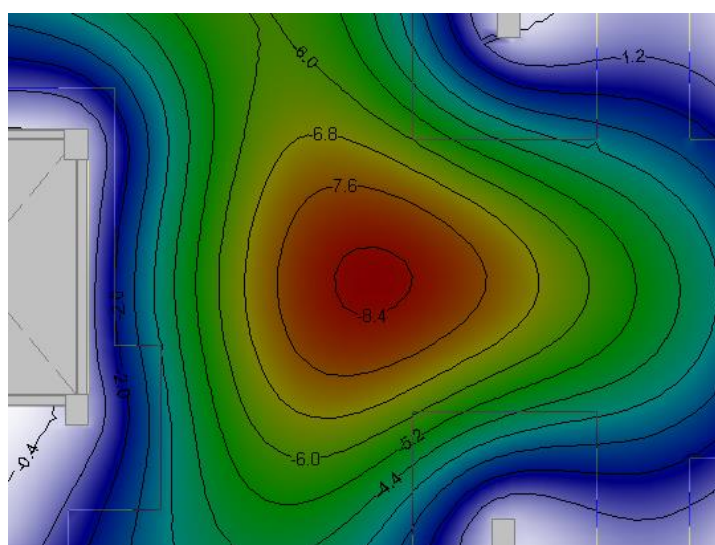


Figura 73 – Isolinhas com ponto de maior flecha no pavimento.

Com as isolinhas, chegou-se a um valor de flecha máxima de 8,4 mm ou 0,84 cm.

De acordo com a NBR 6118:2007, em seu item 13.3, o limite de deslocamento para a aceitabilidade sensorial é de:

$$\frac{l}{250} \text{ para carga total} \quad e \quad \frac{l}{350} \text{ para cargas acidentais}$$

onde:

- l é o menor vão do painel

Para este painel, o menor vão encontrado na região da maior flecha é de aproximadamente 5,50m. Sendo assim, para a carga total tem-se:

$$\frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm}$$

Nas isolinhas, foi apresentado um valor de 0,8 cm, porém este valor não considerou o efeito da fluência. Ao analisar o efeito da fluência, o programa forneceu uma flecha de 1,8 cm nessa região. Como 1,8 cm é menor que 2,2 cm, a laje atende ao critério proposto pela Norma para a flecha.

Após todas estas verificações, fica constatado que esta laje é viável, pois atendeu aos requisitos da flecha e foi dimensionada para os momentos.

6.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O DETALHAMENTO

Conforme mostrado no item 6.1, o dimensionamento das armaduras foi feito, em sua maioria, de forma satisfatória. O detalhamento fornecido pelo programa, entretanto, não é compatível com a prática de obras de edifício.

Em projetos de estruturas de edifícios, simplificações costumam ser adotadas. Algumas sugestões com relação a estas medidas simplificadoras são apresentadas a seguir.

Quanto aos pilares, vários deles apresentam seções iguais, porém cargas ligeiramente diferentes. O programa faz o cálculo da armadura para cada caso, porém é mais prático para a execução da obra que exista um grupo de pilares iguais e com carregamentos semelhantes que apresentem o mesmo detalhamento.

No caso da laje nervurada, considerou-se uma armadura de base de 1 Φ 12,5 mm por nervura para facilitar a execução da obra e diminuir as diferenças de armadura no interior da laje. Adotando esta armadura de base, basta fazer reforços aonde for necessário. O CYPECAD, no entanto, por ser um programa computacional, executa

somente cálculos matemáticos e, mesmo com a armadura de base, fornece um detalhamento pouco prático para ser executado. Um exemplo do detalhamento de um trecho da laje é mostrado na Figura 74.

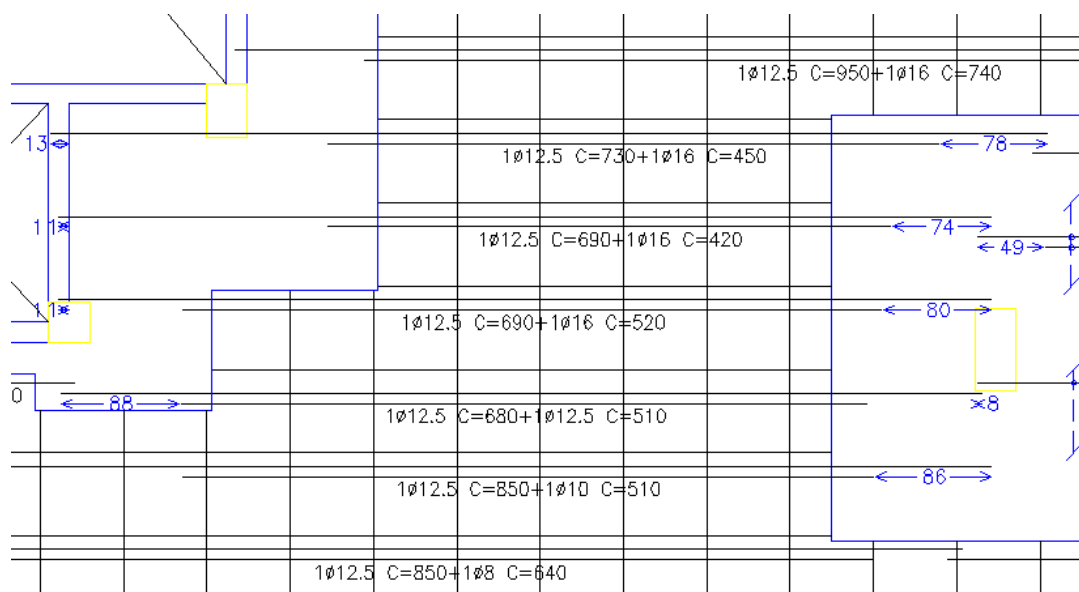


Figura 74 – Detalhamento da armadura positiva para um trecho de laje nervurada.

Como se pode ver, para cada nervura o programa considerou uma armadura diferente. A situação mais prática seria agrupar faixas de nervuras e dispor a mesma armadura (a do pior caso). Pode-se observar que, em alguns casos, variou somente o comprimento das barras.

Com relação à punção, é possível encontrar um pilar onde existe esta armadura. A armação proposta pelo programa foi obtida através de um cálculo puramente matemático, não tendo sido obedecida nem a disposição da armadura proposta pela Norma. Segundo a NBR 6118:2007, a armadura de punção deve ser feita com conectores ou com estribos dispostos radialmente ou paralelamente às faces do pilar. A armadura proposta pelo programa está mostrada na Figura 75.

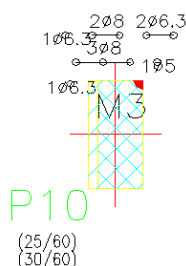


Figura 75 – Armadura proposta pelo programa para a punção em um pilar.

Ao observar esta figura, percebe-se que esta armadura não pode ser executada na obra. É preciso refazer o cálculo da armadura de punção e detalhá-la conforme os procedimentos da Norma.

Com respeito à armadura de cisalhamento, seu detalhamento já foi abordado durante a etapa de verificação dos resultados (item 6.1). Vale lembrar que, mais uma vez, o cálculo realizado pelo programa foi puramente matemático e pouco prático para a obra. É importante melhorar o detalhamento desta armadura.

A armadura de colapso progressivo, conforme já foi mencionado, em nenhum momento apareceu na saída de resultados do programa. Esta armadura deve ser calculada manualmente e acrescentada ao detalhamento da estrutura.

A armadura negativa sobre o maciço, especificamente no caso analisado, apresentou-se um pouco menor que a calculada. Devido à sua grande importância, recomenda-se verificar os resultados apresentados pelo programa. Além disso, assim como a armadura positiva na laje nervurada, o detalhamento da armadura nos maciços não está adequado para a execução na obra. A Figura 76 mostra o que foi comentado.

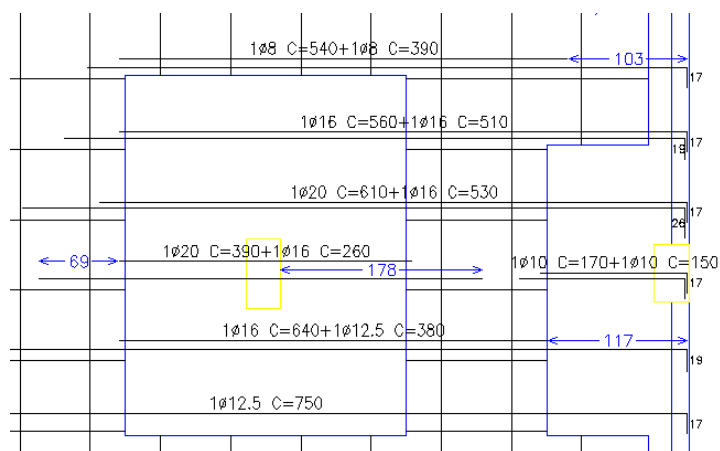


Figura 76 – Detalhamento da armadura negativa no maciço.

Mais uma vez, há uma grande variedade de barras e de comprimentos. Para facilitar a execução, sugere-se adotar o detalhamento mais desfavorável.

Vale ressaltar a importância de um bom detalhamento da armadura na região dos maciços, haja vista que esta ligação da laje com o pilar é extremamente importante no caso das lajes lisas.

No caso das vigas, o detalhamento não foi feito de forma a facilitar a obra. Um detalhe de menor importância, mas que vale a pena ser comentado, é o espaçamento entre os estribos. Em um determinado caso (apresentado a seguir), os estribos estão espaçados de 23 cm, quando o espaçamento mais adequado seria de 22,5 cm (múltiplo de 2,5 cm). A Figura 77 mostra este detalhe.

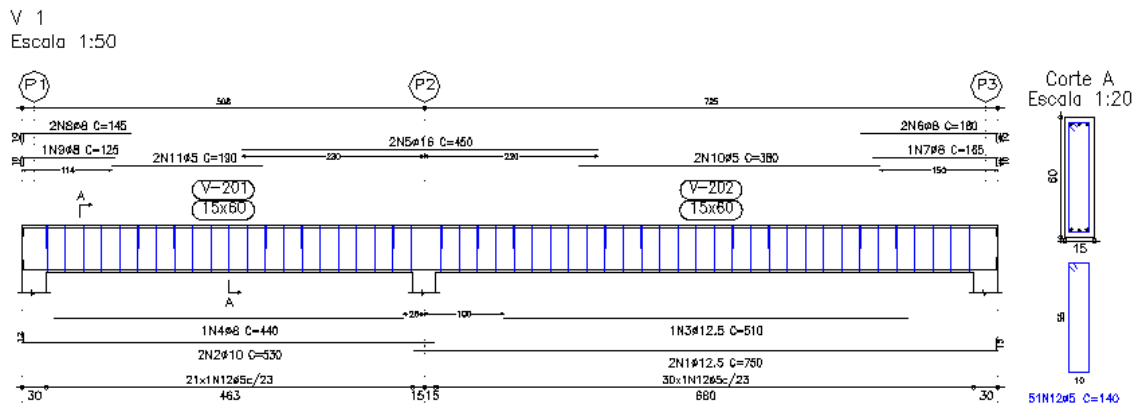


Figura 77 – Detalhamento proposto pelo programa para uma viga.

Na Figura 77, no canto superior direito, existem barras de 8 mm com comprimentos de 180 cm e 165 cm. Na prática de execução de obra, este detalhe é ruim.

Sendo assim, pode-se concluir, de uma maneira geral, que o detalhamento fornecido pelo programa deve ser melhorado pelo engenheiro projetista, para que a obra possa ser executada de forma prática.

7. UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA TQS

Foi utilizada a versão 13 (universitária) do TQS no Departamento de Estruturas da Escola Politécnica da UFRJ.

Assim como o CYPECAD, o TQS é um programa computacional muito utilizado para análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas de edifícios.

A utilização do TQS passa pelas mesmas etapas de utilização do CYPECAD. Entre elas, podem ser lembradas aquelas etapas fundamentais de qualquer programa de análise de estruturas: definição dos materiais, da geometria, dos carregamentos e das condições de apoio. Além dessas, são exigidas informações necessárias ao dimensionamento da estrutura como, por exemplo, o cobrimento adotado.

Um passo a passo da utilização do programa é mostrado a seguir.

7.1. CRIAÇÃO DO EDIFÍCIO

Em um primeiro momento, define-se um nome para o edifício, a norma a ser utilizada e o tipo de estrutura (concreto armado/protendido ou alvenaria estrutural). A Figura 78 mostra este procedimento.

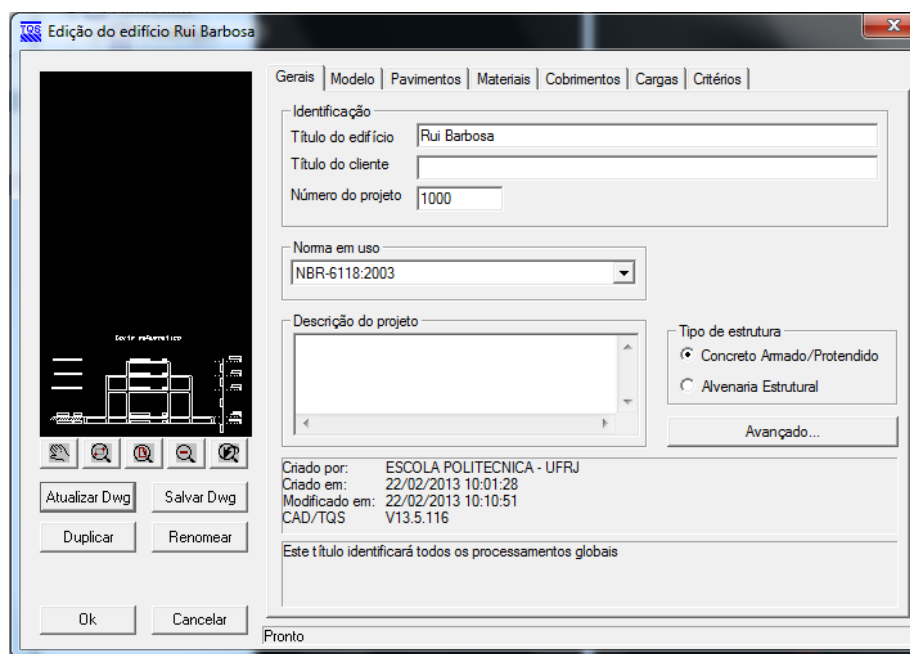


Figura 78 – Criação do edifício, escolha de norma e tipo de estrutura.

7.2. MODELO ESTRUTURAL

Em seguida, deve-se escolher o modelo estrutural com o qual se deseja trabalhar. Neste caso, o único modelo disponível para uso era o “Modelo IV – Modelo integrado e flexibilizado (conforme critério) de pórtico espacial”, pois empregou-se a versão universitária do programa. Além disso, define-se que a estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas. A Figura 79 mostra esta etapa.

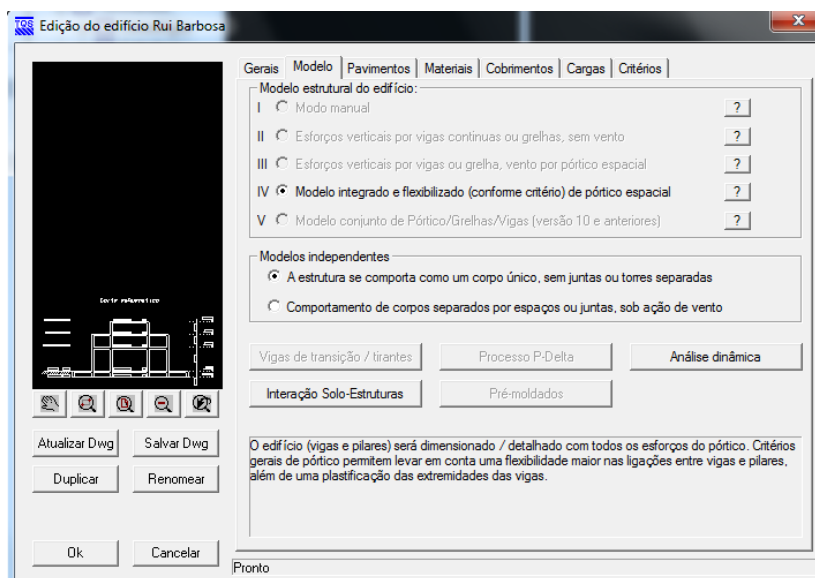


Figura 79 – Definição do modelo estrutural.

7.3. DEFINIÇÃO DOS PAVIMENTOS

O passo seguinte é a definição dos pavimentos, ou seja, número total de pavimentos, nome dos pavimentos e tipo de modelo estrutural adotado para cada pavimento. A Figura 80 mostra esta etapa.

7.4. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Definidos os pavimentos, escolhem-se os materiais utilizados para os elementos estruturais. Neste ponto, deve-se dar entrada na resistência à compressão característica do concreto (f_{ck}) e na classe de agressividade ambiental do local onde o edifício será construído. A Figura 81 mostra este procedimento.

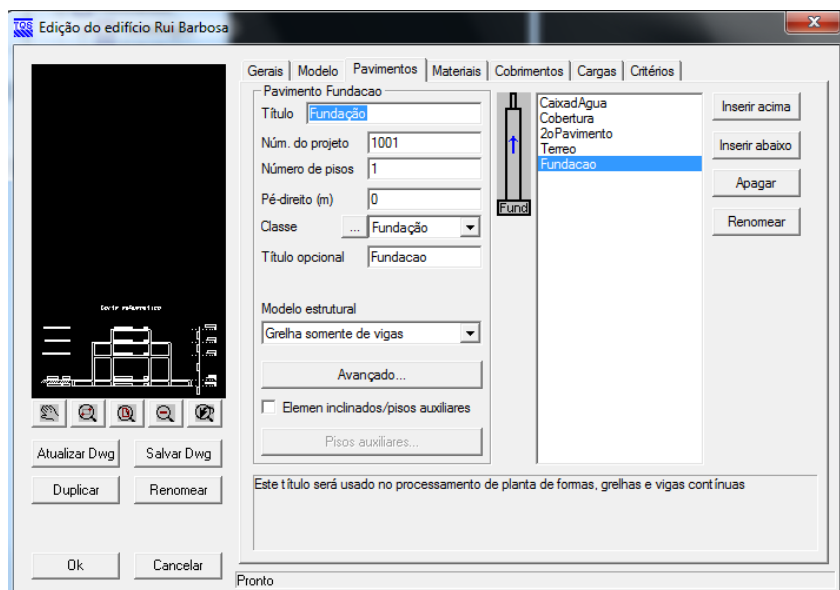


Figura 80 – Definição dos pavimentos.

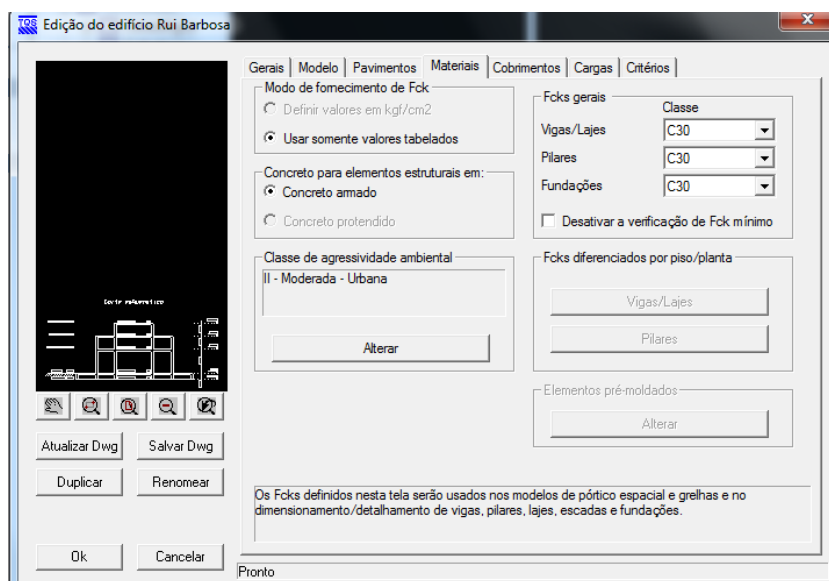


Figura 81 – Definição dos materiais utilizados.

7.5. COBRIMENTOS UTILIZADOS

Em seguida, são definidos os cobrimentos utilizados, pois este dado é necessário para o dimensionamento e, consequentemente, o detalhamento da estrutura. A Figura 82 mostra os cobrimentos.

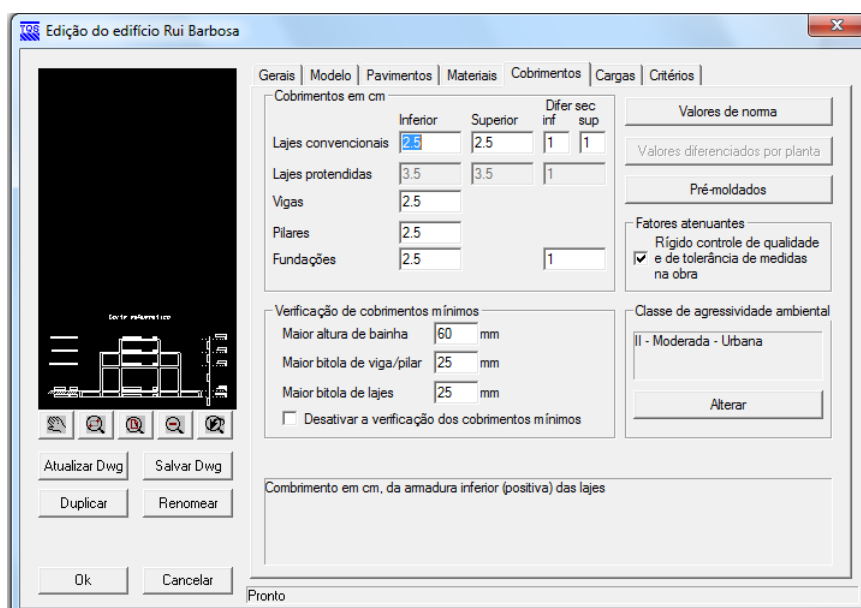


Figura 82 – Cobrimentos utilizados.

7.6. CARREGAMENTOS

Por fim, devem-se definir os carregamentos. Assim como no CYPECAD, o próprio programa se encarrega de fazer as combinações das ações segundo a norma brasileira. A Figura 83 mostra a definição da carga de vento utilizada para este edifício.

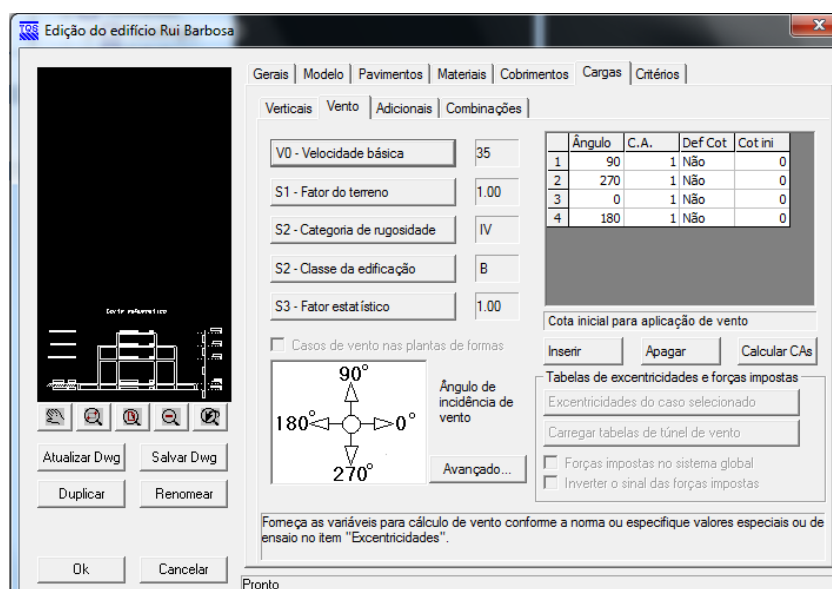


Figura 83 – Definição da carga de vento.

Vale lembrar que o coeficiente de arrasto foi considerado igual a 1, justificado por se tratar de um edifício de pequeno porte.

7.7. DESENHOS DE BASE

Finalizada esta etapa inicial, deve-se entrar com os desenhos de base, chamados de “máscaras” no CYPECAD. Estes desenhos são considerados referências externas pelo TQS e são, na realidade, os desenhos de fôrmas feitos no AutoCAD. É importante destacar que o TQS não reconhece o desenho no formato DWG do AutoCAD e foi preciso transformá-lo para DXF para poder trabalhar no programa.

7.8. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E POSICIONAMENTO NA ESTRUTURA

A etapa seguinte consiste na inserção dos elementos estruturais no desenho. Para isto, devem ser definidas suas dimensões e pontos de inserção.

7.8.1. PILARES

No caso dos pilares, define-se a seção do pilar, em qual pavimento ele “nasce” e em qual pavimento ele “morre”. Vale ressaltar que no TQS também é possível fazer redução da seção do pilar. Além da seção, é preciso definir o ponto de inserção do pilar e posicioná-lo sobre o desenho de base.

7.8.2. VIGAS

Quanto às vigas, deve-se definir a seção e indicar se existe algum rebaixo na viga (é possível colocar a viga invertida também). Definido isto, posiciona-se a viga sobre o desenho de base.

7.8.3. LAJES

Para as lajes maciças, basta definir a espessura. Pode-se considerar uma carga distribuída (permanente e acidental) sobre a laje nesta etapa. Deve-se, então, posicionar a laje dentro do painel cercado pelas vigas no modelo estrutural.

Para as lajes nervuradas, assim como no CYPECAD, é possível escolher um fabricante da fôrma da laje nervurada e o seu modelo, carregando automaticamente as suas propriedades. Caso a fôrma ainda não esteja cadastrada no programa, é possível fazer o cadastramento. A laje deve ser posicionada, também, dentro do painel cercado pelas vigas.

É importante mencionar que, no programa TQS, ao se posicionar a laje nervurada, as nervuras não são distribuídas automaticamente pelo programa, assim como feito no CYPECAD. É preciso inserir a fôrma (cuba) da laje nervurada e distribuí-la sobre o pavimento. Como este projeto trabalha com uma laje lisa nervurada, na região dos maciços não se devem colocar as cubas, deixando o contorno dos pilares com a mesma espessura da laje nervurada.

7.9. CARGAS APLICADAS

Após definida toda a geometria do modelo, a próxima etapa é a colocação das cargas a serem aplicadas na estrutura. Novamente, pode-se trabalhar com cargas pontuais, lineares ou de superfície.

7.9.1. CARGAS DISTRIBUÍDAS NAS LAJES

As cargas de superfície (ou distribuídas sobre a laje) já foram aplicadas no momento de definição das lajes. A única observação a ser feita é que o TQS já possui uma biblioteca de cargas tabeladas. No caso da laje sobre o elevador, por exemplo, onde fica o maquinário, já existe uma carga distribuída padrão para este caso. Essas cargas podem ser usadas ou não. Pode-se utilizar qualquer valor de carga, desde que este seja inserido. Porém, estas cargas tabeladas podem facilitar o trabalho do engenheiro.

7.9.2. CARGAS LINEARES DE ALVENARIA

As cargas lineares para representar as cargas de alvenaria, por exemplo, também contam com valores disponíveis na biblioteca. É possível escolher uma opção de carga de alvenaria e informar a altura da parede que o próprio programa já calcula a carga. Pode-se, também, definir o valor da carga e entrar com ele no programa. Assim como no CYPECAD, as cargas de alvenaria podem ser posicionadas exatamente em suas posições reais, com auxílio de um desenho de base que contenha a arquitetura.

7.9.3. CARGAS PONTUAIS

As cargas pontuais devem ter seus valores estabelecidos e serem posicionadas no modelo. Assim como no CYPECAD, as cargas pontuais foram utilizadas para representar a escada e a caixa d'água, visto que as limitações do programa impediam a representação real dessas cargas.

7.9.4. VALORES UTILIZADOS

Os valores utilizados para as cargas são exatamente os mesmos calculados anteriormente (item 4.2) neste trabalho.

7.10. APOIOS

Com relação às condições de apoio, único ponto ainda não abordado, o programa permite fazer a consideração de apoios restringindo somente as translações ou as translações e rotações. A obra é calculada sem a presença da fundação e a configuração padrão do programa é criar um engaste na base do pilar.

7.11. PROCESSAMENTO

Ao final de toda essa modelagem, o TQS conta com um comando que verifica se no modelo existe algum tipo de erro e, caso haja, este deve ser reparado antes de se fazer o processamento do modelo.

Após todas estas etapas, o edifício foi processado. No entanto, uma mensagem de erro informava que o programa não podia emitir um resultado. Descobriu-se que o TQS, na versão utilizada (com o modelo IV), não era capaz de resolver um edifício com laje lisa, ou seja, o programa não conseguia calcular uma estrutura que não fosse toda ligada por vigas (formando pórticos).

Para tentar solucionar este problema, foram introduzidas vigas fictícias na laje para que o programa calculasse o edifício. Ao final, um modelo com as vigas fictícias foi gerado e a imagem em perspectiva encontra-se na Figura 84.

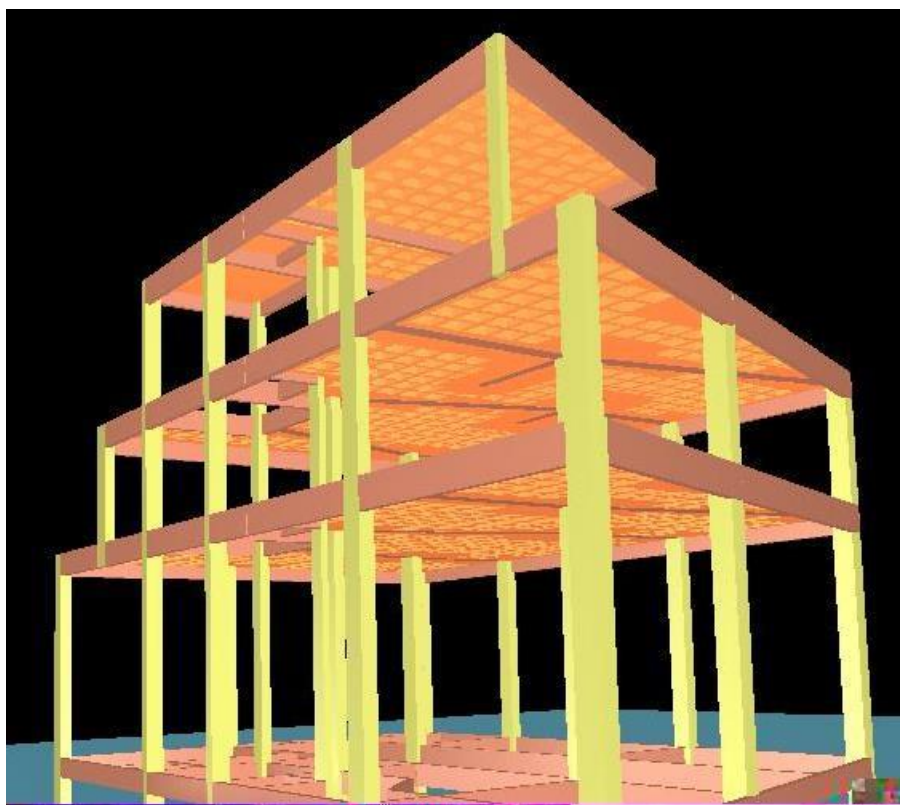


Figura 84 – Vista em 3D do modelo TQS com vigas fictícias.

Ao processar novamente o modelo, o TQS não reconheceu as vigas como fictícias e, portanto, ocorreu erro mais uma vez.

8. CONCLUSÃO

O trabalho aqui apresentado tratou da utilização de dois softwares comerciais, CYPECAD e TQS, para a análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de um edifício comercial com laje lisa nervurada.

Com relação ao CYPECAD, a etapa de análise e dimensionamento da estrutura foi bem realizada, porém o detalhamento requereu intervenções nas armaduras com o propósito de melhorá-lo para a obra.

Mesmo para a análise e o dimensionamento da estrutura, que apresentaram resultados muito bons, recomenda-se fazer uma verificação rápida nos resultados fornecidos pelo programa.

Esta tarefa possibilita que o engenheiro descarte a possibilidade de erros nas entradas de dados, ou ainda incompatibilidades de utilização de unidades ou também a utilização de um comando inadequado para determinada função, etc.

Além disso, é importante que o usuário já tenha uma certa experiência na utilização do programa. No CYPECAD, por exemplo, ao fazer as verificações dos resultados do programa, notou-se que a armadura de colapso progressivo não foi calculada e nem detalhada. Qualquer usuário utilizando o CYPECAD pela primeira vez pode constatar isso ao fazer uma verificação, item a item, dos resultados. Porém, se o usuário já conhece o programa e sabe dessa deficiência, este pode ir direto a este ponto para fazer uma correção. Assim, ganha-se produtividade na elaboração do projeto.

O detalhamento do CYPECAD não é ruim, entretanto não deve ser enviado diretamente para a obra sem uma análise prévia do engenheiro e com os ajustes necessários para um detalhe seguro e prático para a execução da obra. Vale ressaltar que a responsabilidade do projeto é toda do engenheiro. O software é apenas uma ferramenta.

Por fim, ao analisar de forma global este trabalho, verifica-se que todo o estudo teórico sobre as lajes lisas nervuradas serviu para ampliar e fixar os conhecimentos sobre o tema. O desenvolvimento do projeto nos programas serviu para aumentar as ferramentas do engenheiro na elaboração dos projetos e a análise dos resultados

colaborou para mostrar que os programas podem ser úteis para os projetos de estruturas, porém nunca poderão dispensar as intervenções de um bom engenheiro.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1983, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete: ACI 318*. Detroit.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, *Projetos de estruturas de concreto – Procedimento: NBR 6118*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, *Forças devidas ao vento em edificações: NBR 6123*. Rio de Janeiro.

BASTOS, P.S.S., 2005, *Lajes de concreto*. Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP.

CARVALHO, R.C., PINHEIRO, L.M., 2009, *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Volume 2*, 1ª ed., Editora Pini, São Paulo.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E., 1978, *Construções de Concreto – Volumes 1, 2 e 3*, Editora Interciência, Rio de Janeiro.

LONGO, H.I., 2009, *Dimensionamento das armaduras longitudinais de vigas T*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.I., 2011, *Armaduras transversais em vigas de edifícios*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.I., 2008, *Pré-dimensionamento das estruturas de edificações*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.I., 2011, *Pilares de edifício de concreto armado*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.I., 2012, *Escadas de concreto armado*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.I., 2008, *Lajes cogumelo*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.I., 2012, *Dimensionamento de lajes ao puncionamento*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

SANTOS, S.H.C., 2010, *Concreto armado I*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

SANTOS, S.H.C., 2011, *Concreto armado III*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

10. ANEXOS

- Arquitetura
 - Pavimento térreo
 - 2º Pavimento
 - Cobertura

- Plantas de Fôrmas geradas pelo CYPECAD
 - Piso do térreo
 - Piso do 2º pavimento
 - Piso da cobertura
 - Teto da cobertura

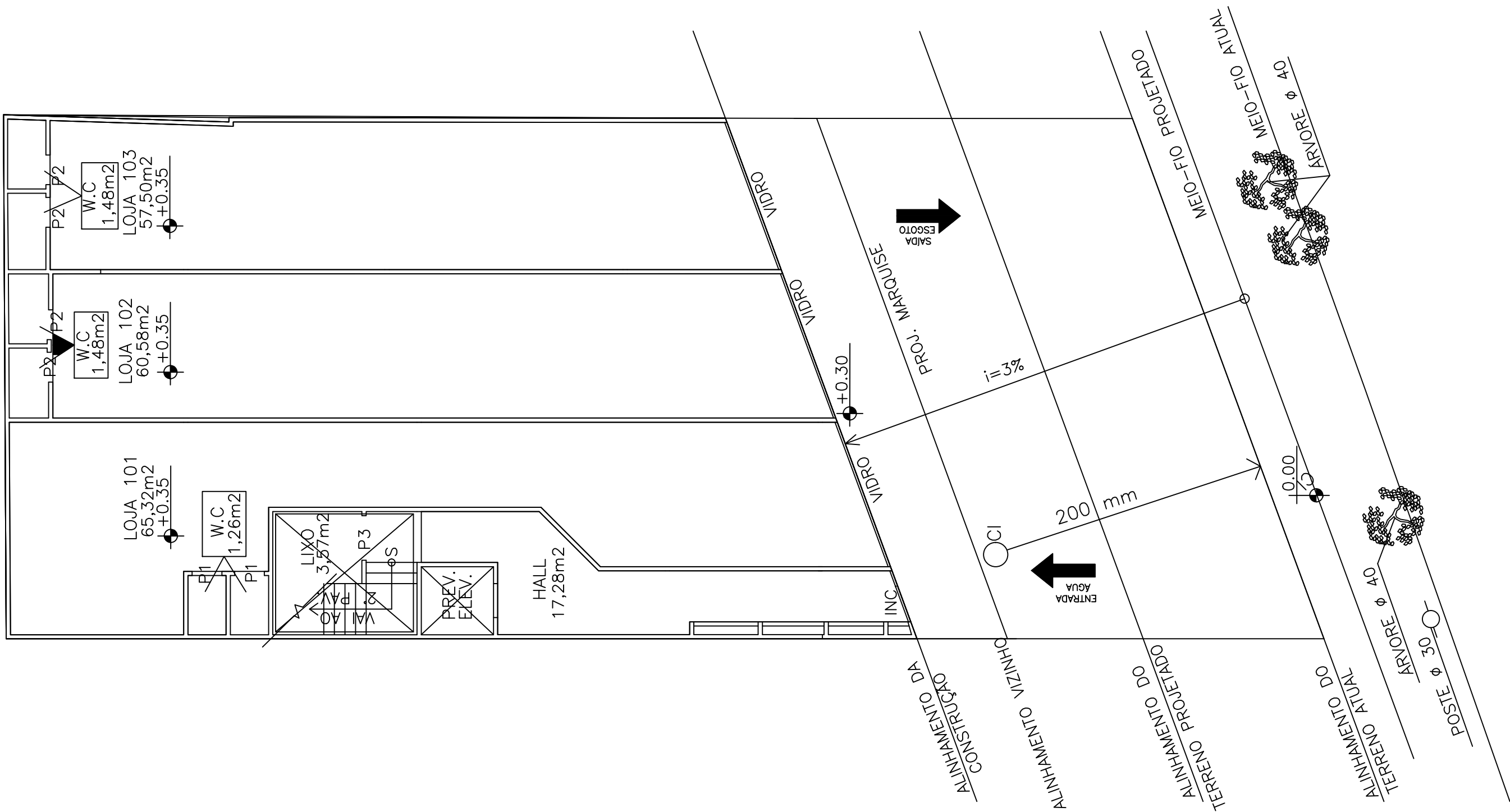
- Imagens com os carregamentos aplicados no CYPECAD
 - Cargas distribuídas nas lajes (aplicadas aos grupos)
 - Cargas no piso do térreo
 - Cargas no piso do 2º pavimento
 - Cargas no piso da cobertura
 - Cargas no teto da cobertura

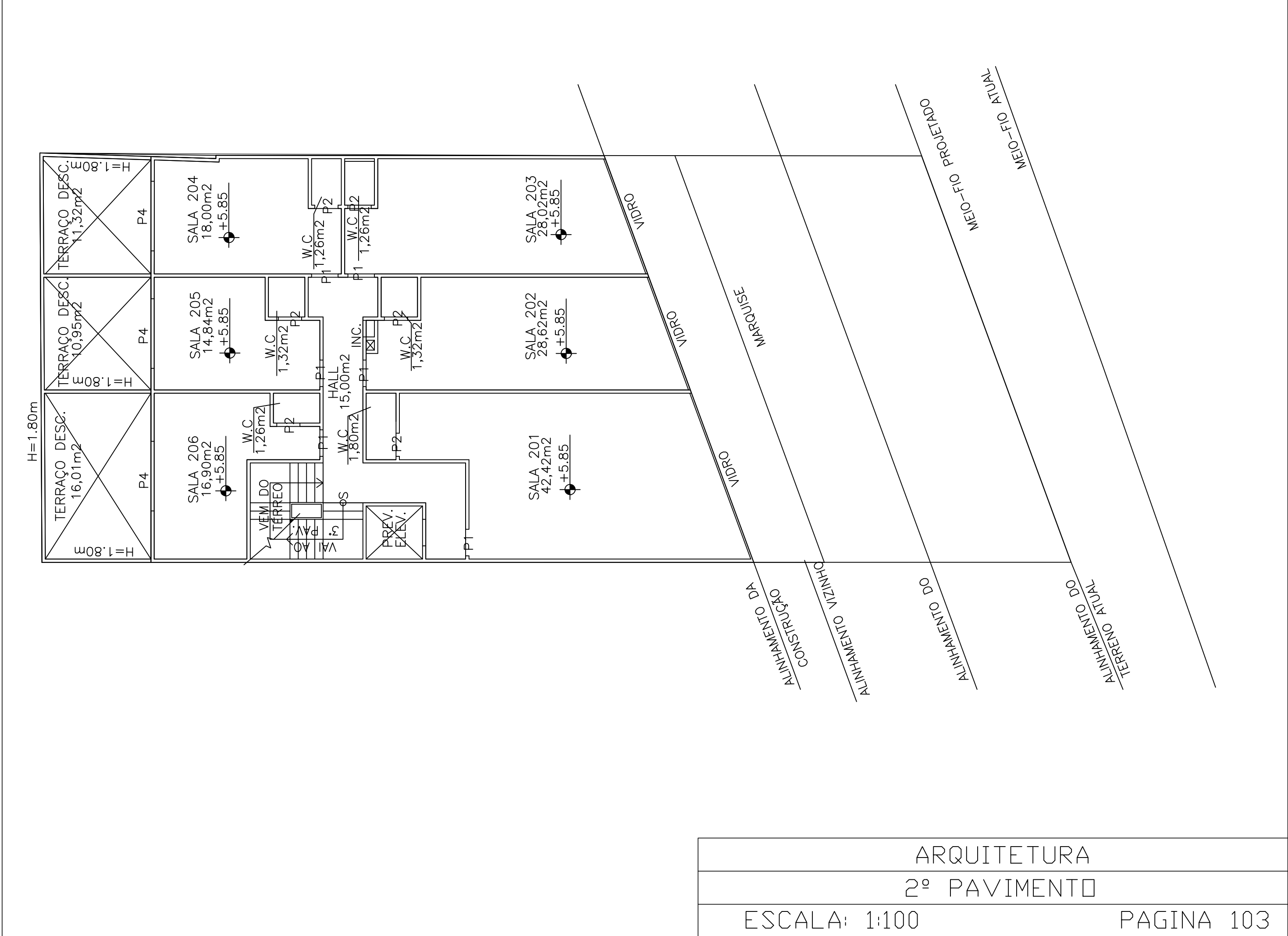
Obs.: unidades conforme padrão do programa (tf, m).

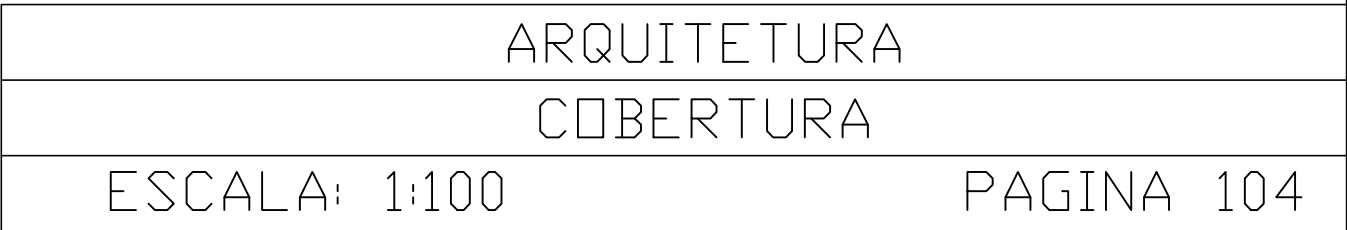
- Detalhamentos das lajes gerados pelo CYPECAD
 - Piso do 2º pavimento
 - Armadura longitudinal inferior
 - Armadura transversal inferior
 - Armadura longitudinal superior
 - Armadura transversal superior
 - Armadura de punção e cisalhamento

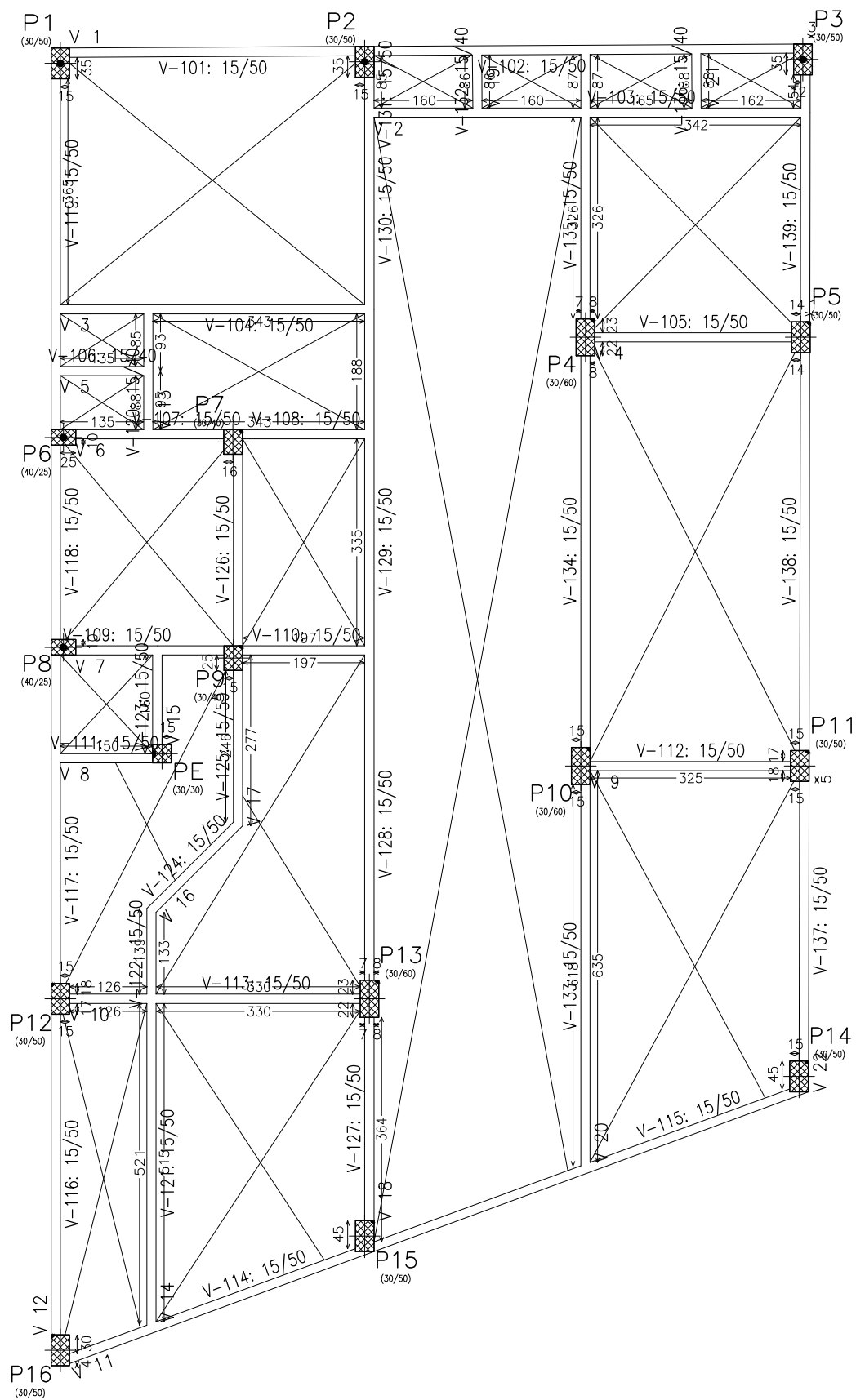
- Piso da cobertura
 - Armadura longitudinal inferior
 - Armadura transversal inferior
 - Armadura longitudinal superior
 - Armadura transversal superior
 - Armadura de punção e cisalhamento

- Teto da Cobertura
 - Armadura longitudinal inferior
 - Armadura transversal inferior
 - Armadura longitudinal superior
 - Armadura transversal superior
 - Armadura de punção e cisalhamento







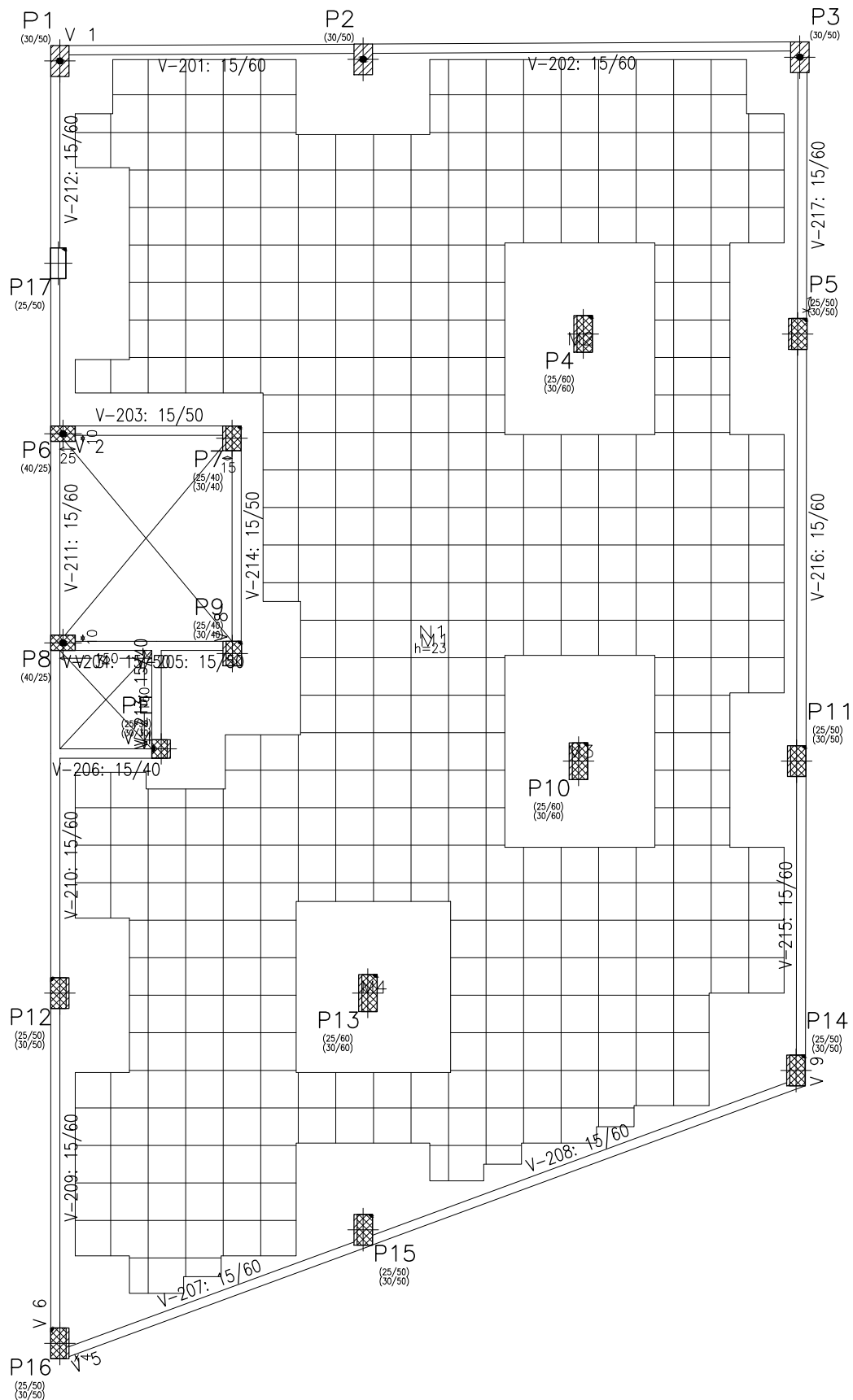


PLANTA DE FORMAS - CYPECAD

PISO DO TERREO

ESCALA: 1:100

PAGINA 105

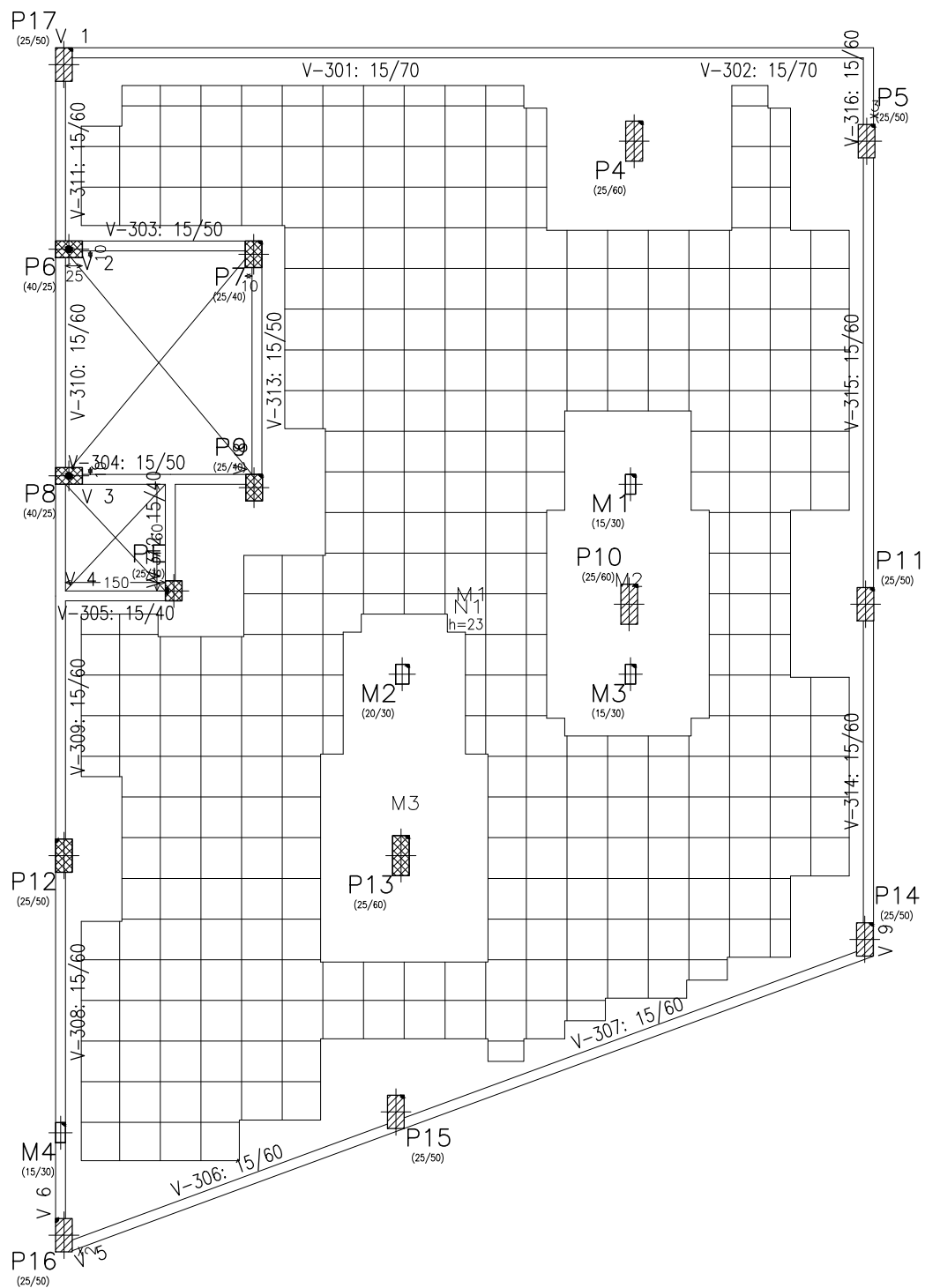


PLANTA DE FORMAS - CYPECAD

PISO DO 2º PAVIMENTO

ESCALA: 1:100

PAGINA 106

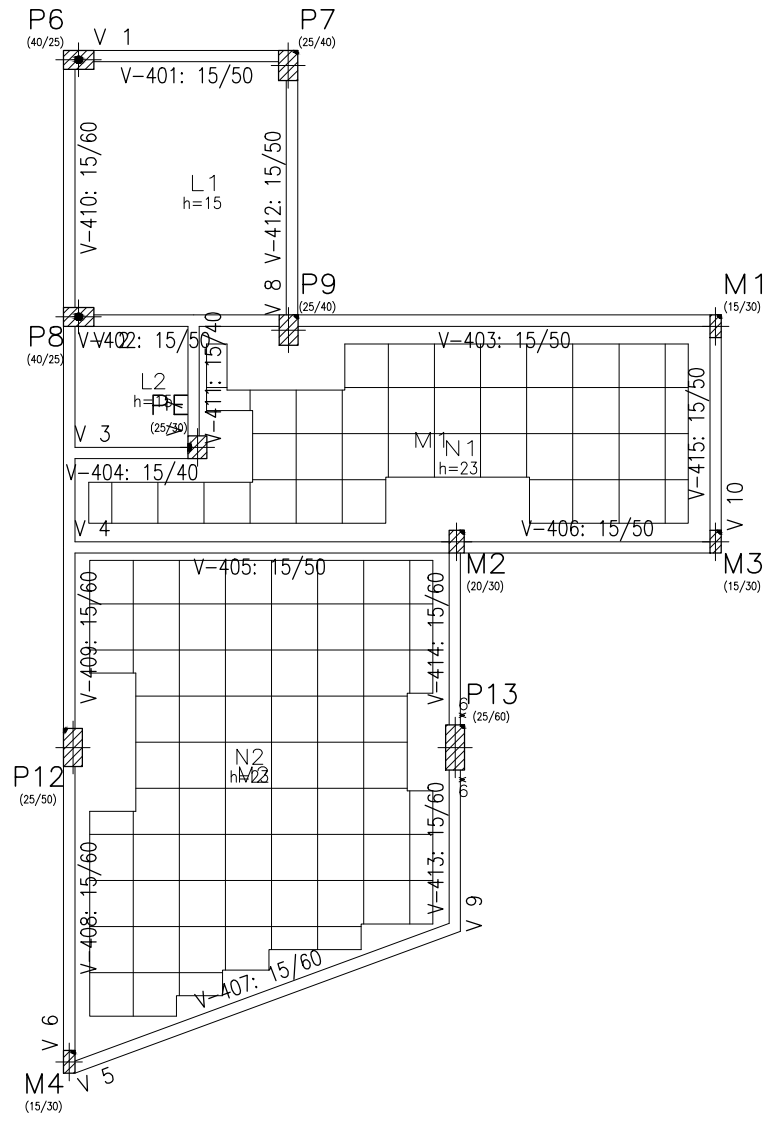


PLANTA DE FORMAS - CYPECAD

PISO DA COBERTURA

ESCALA: 1:100

PAGINA 107



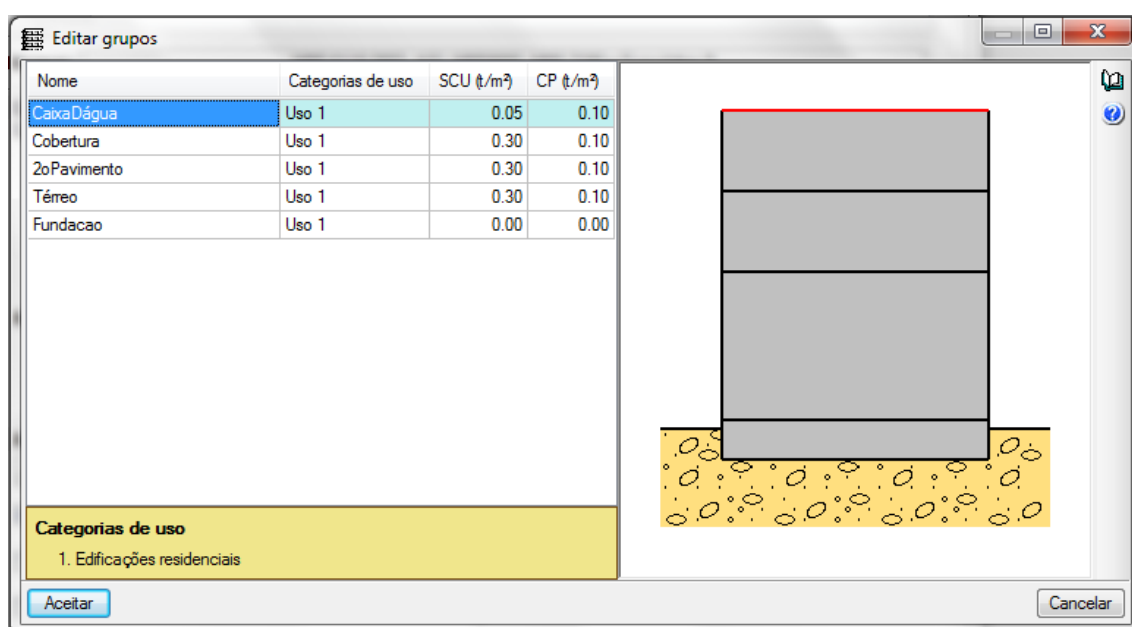
PLANTA DE FORMAS - CYPECAD

TETO DA COBERTURA

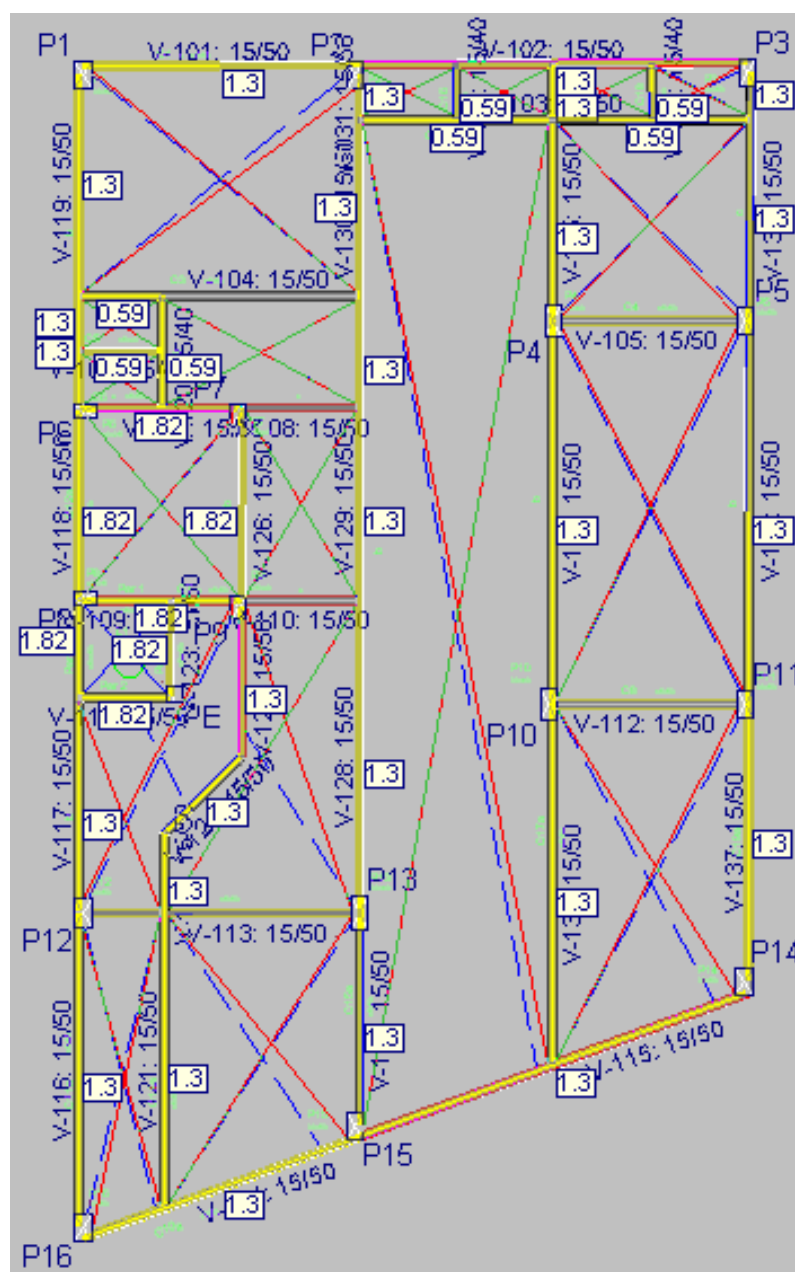
ESCALA: 1:100

PAGINA 108

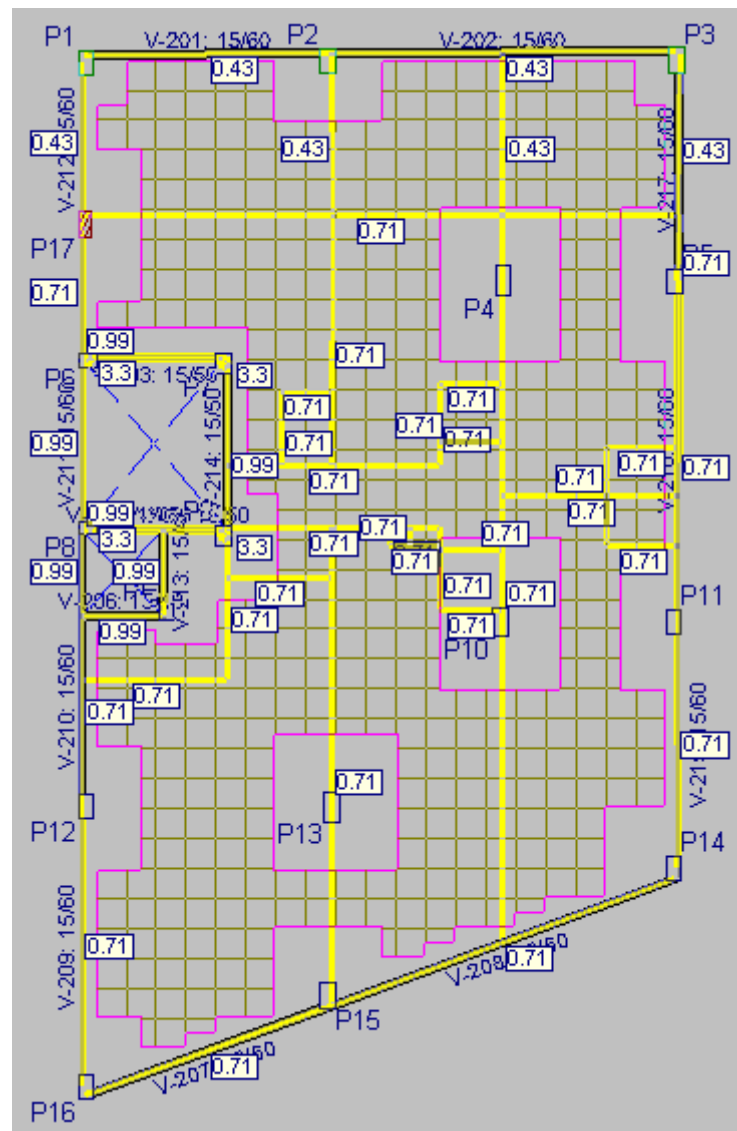
Cargas distribuídas nas lajes (aplicadas aos grupos)



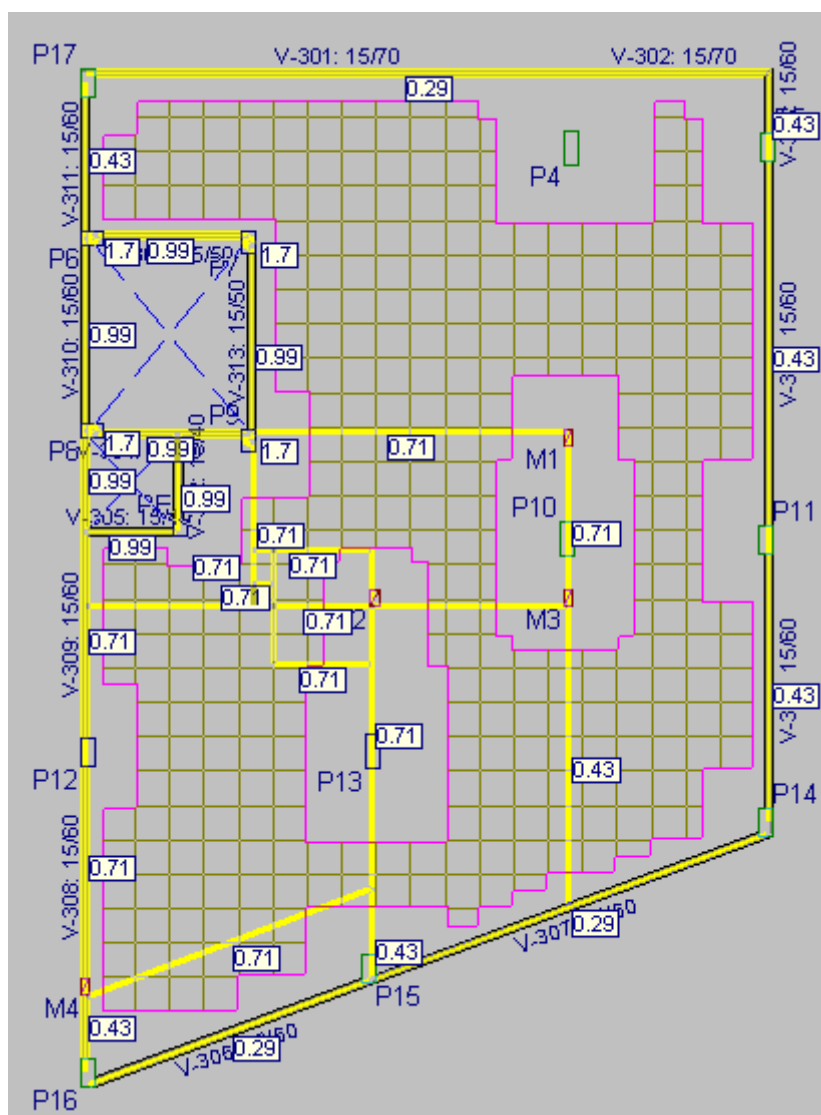
Cargas no piso do térreo



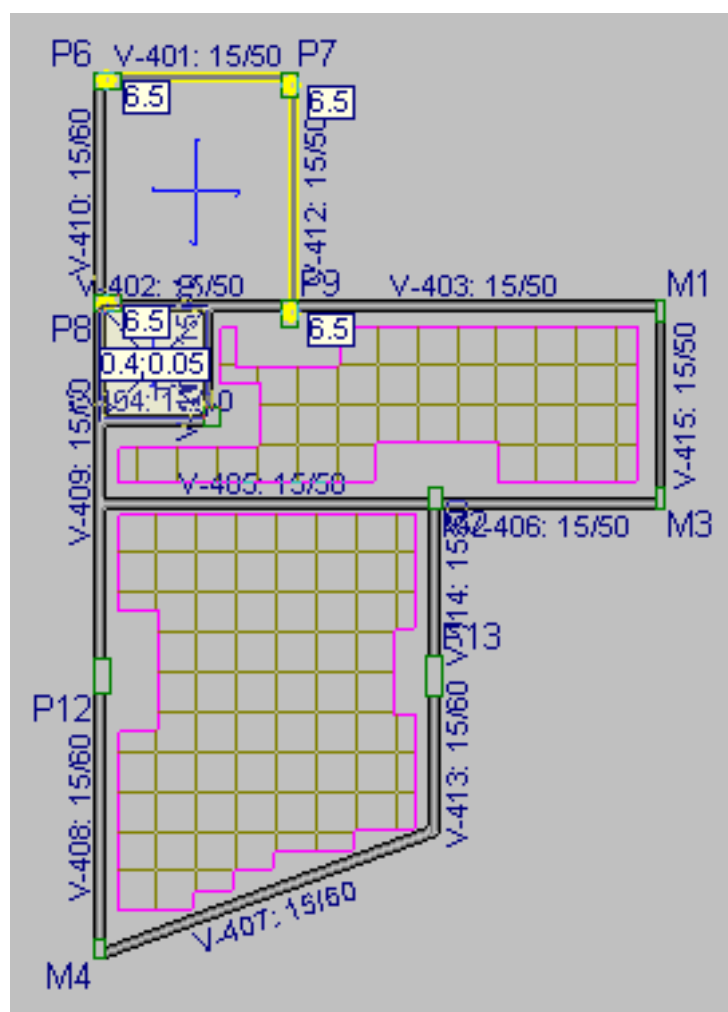
Cargas no piso do 2º pavimento



Cargas no piso da cobertura



Cargas no teto da cobertura



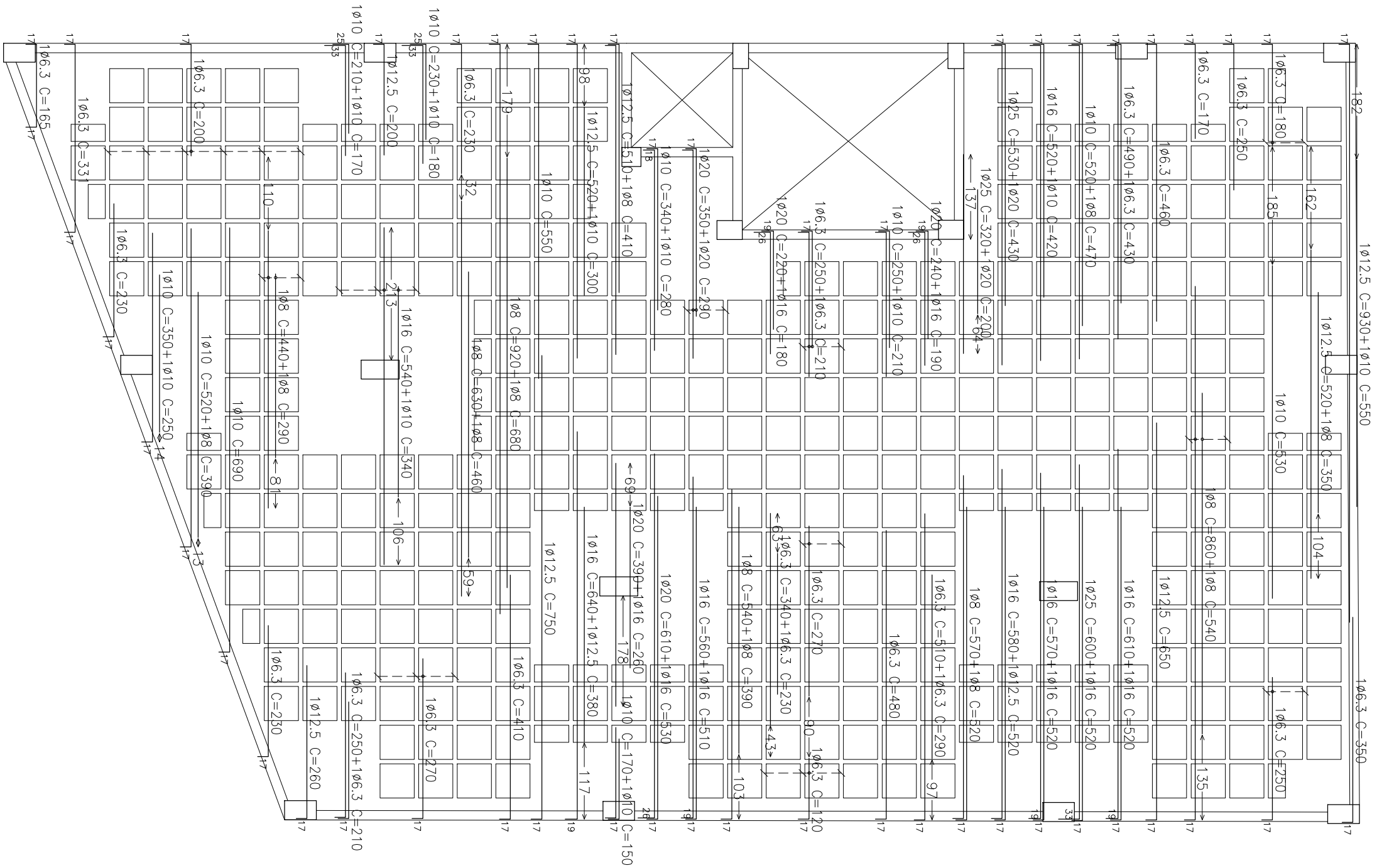


PISO DO 2º PAVIMENTO

PAGINA 114



PAGINA 115

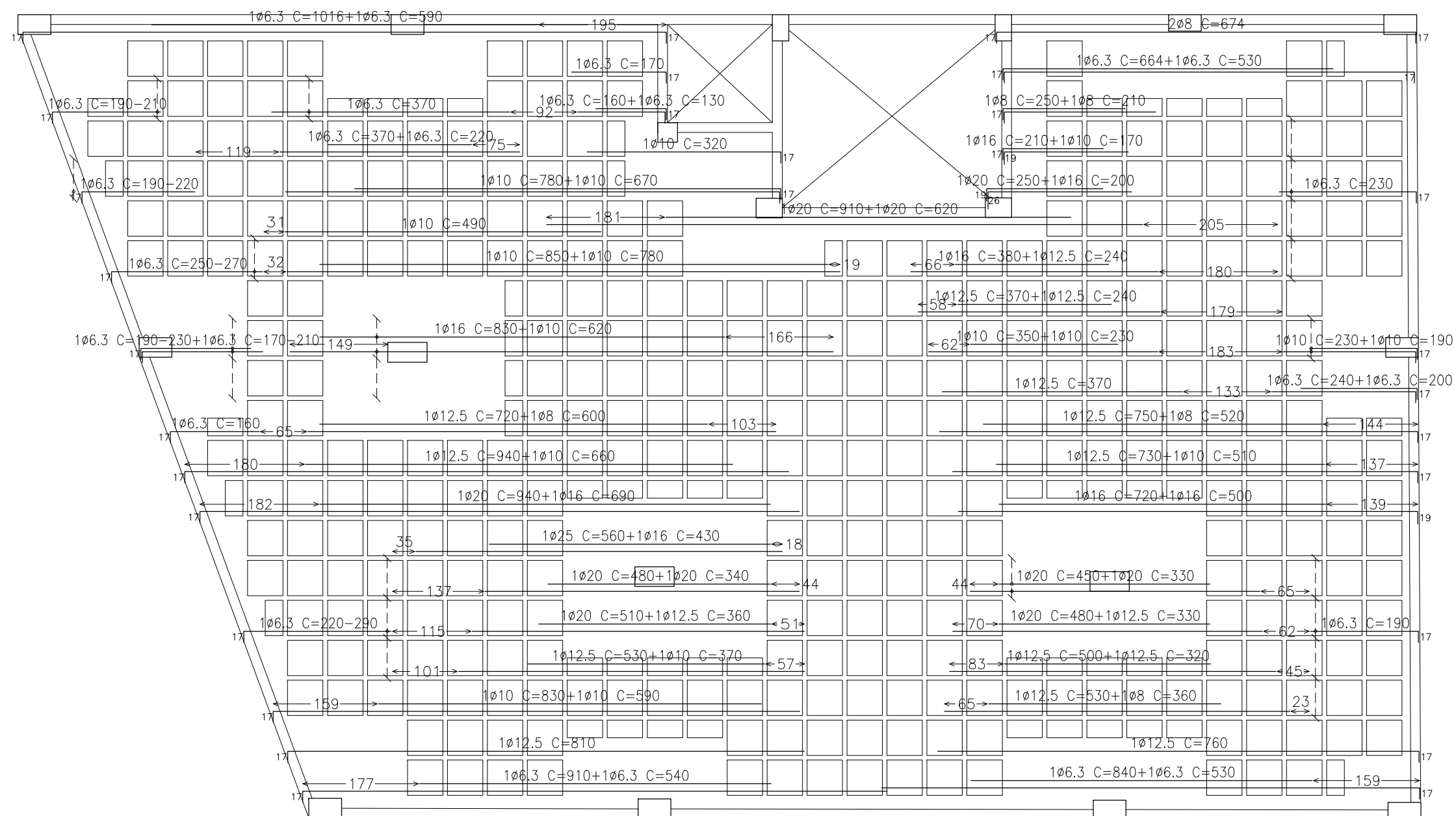


ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR

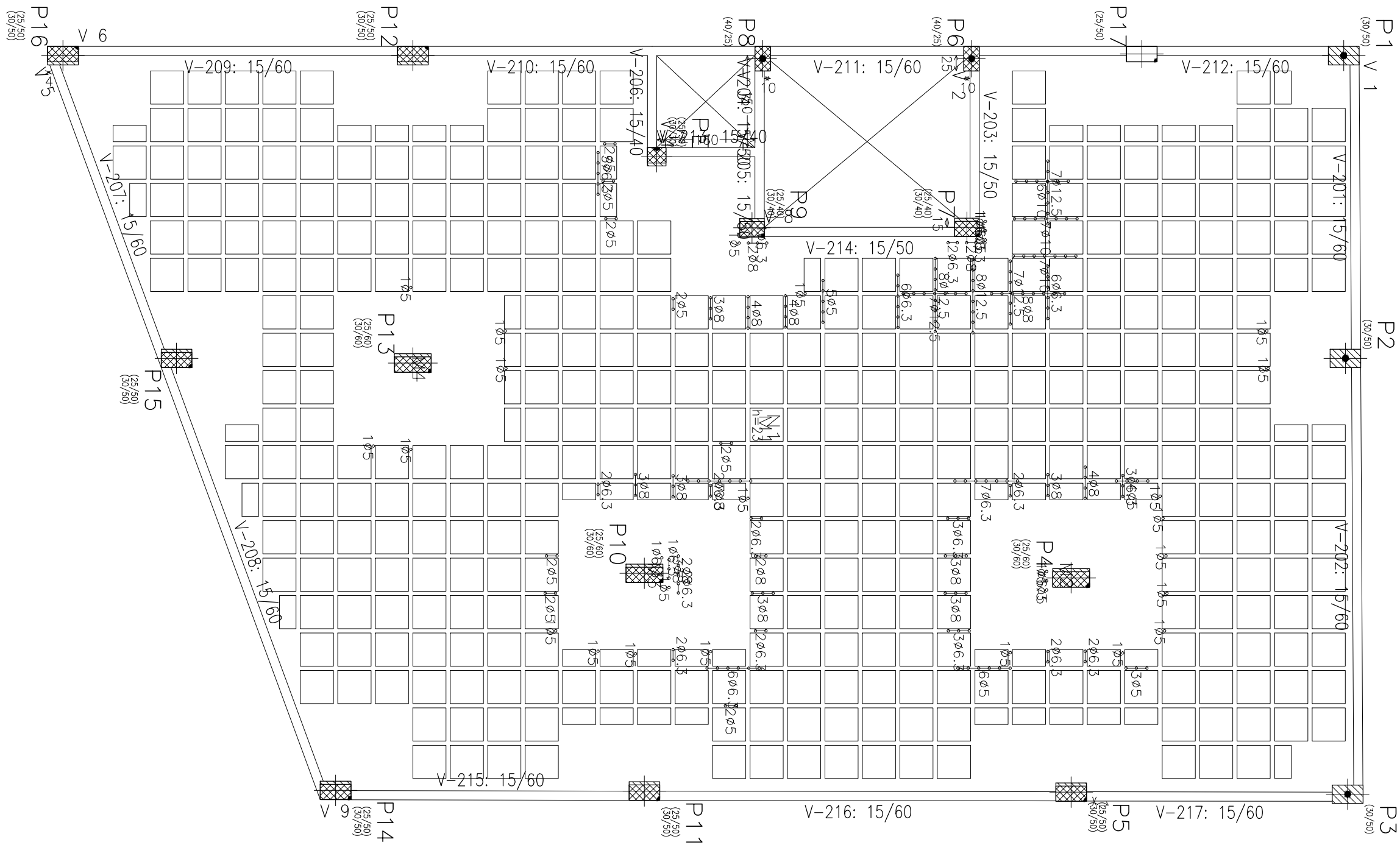
PISO DO 2º PAVIMENTO

ESCALA: 1:75

PAGINA 116



PAGINA 117



ARMADURA DE PUNCAO E CISALHAMENTO

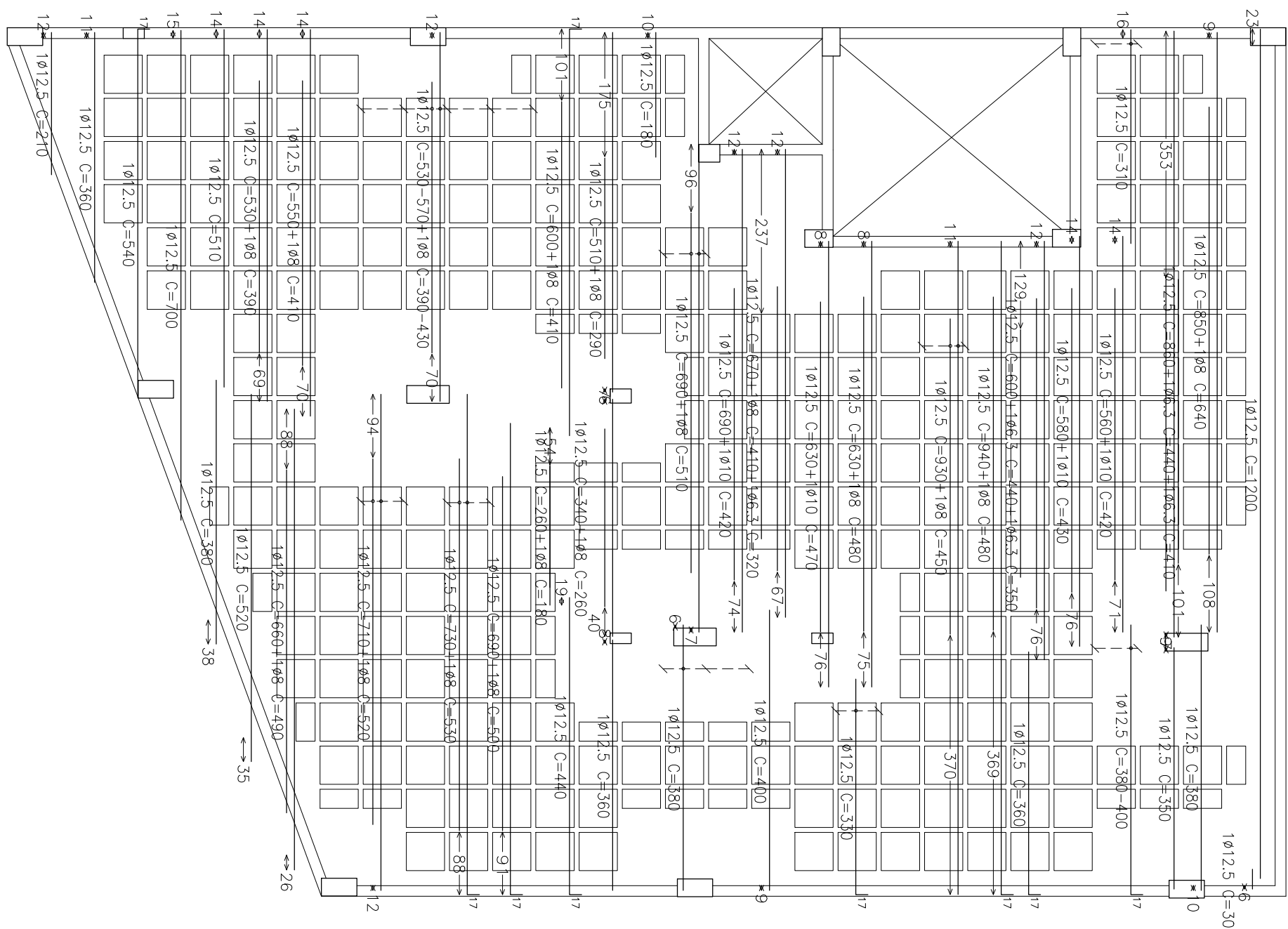
PISO DO 2º PAVIMENTO

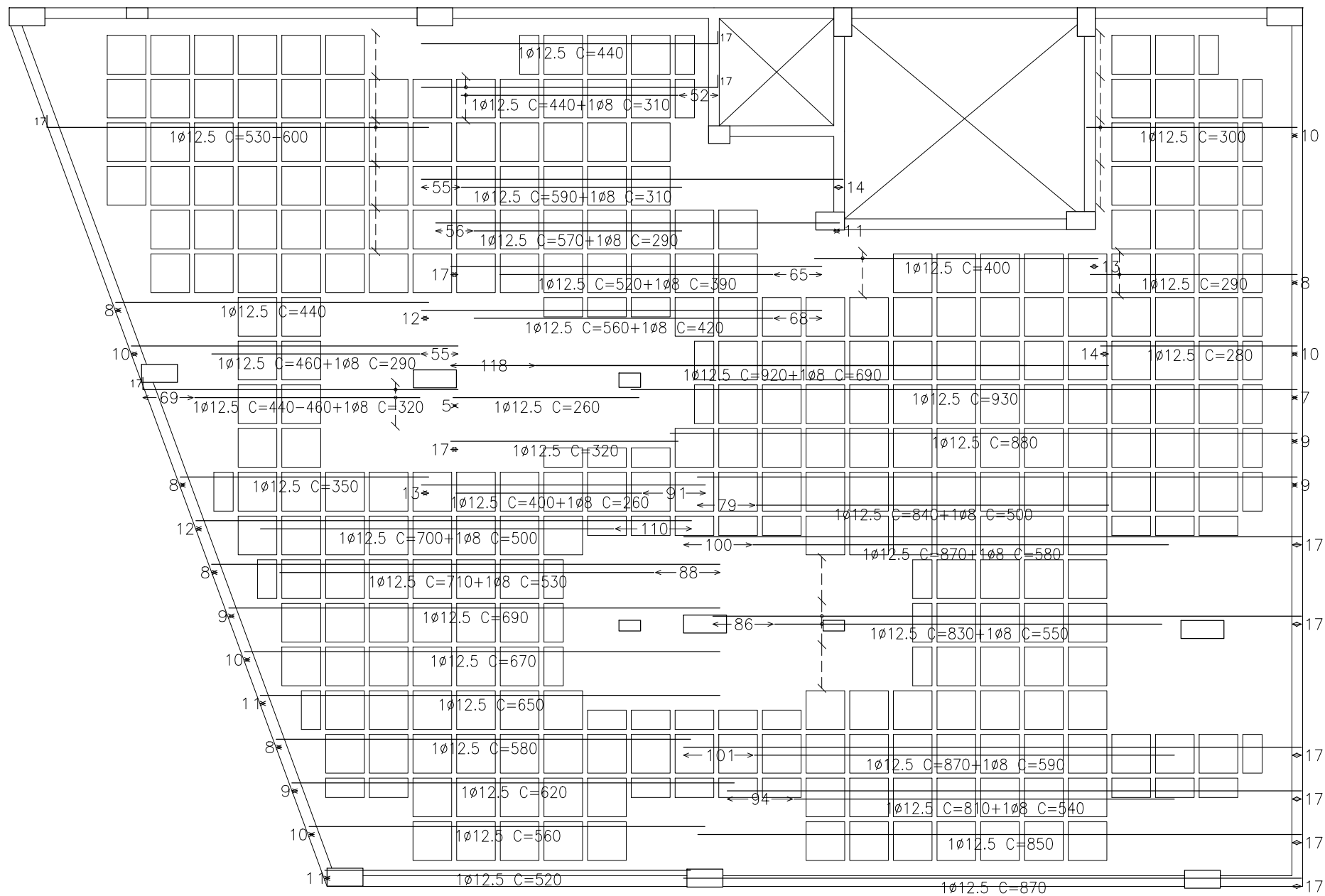
ESCALA: 1:75

PAGINA 118

ESCALA: 1:75

PAGINA 119



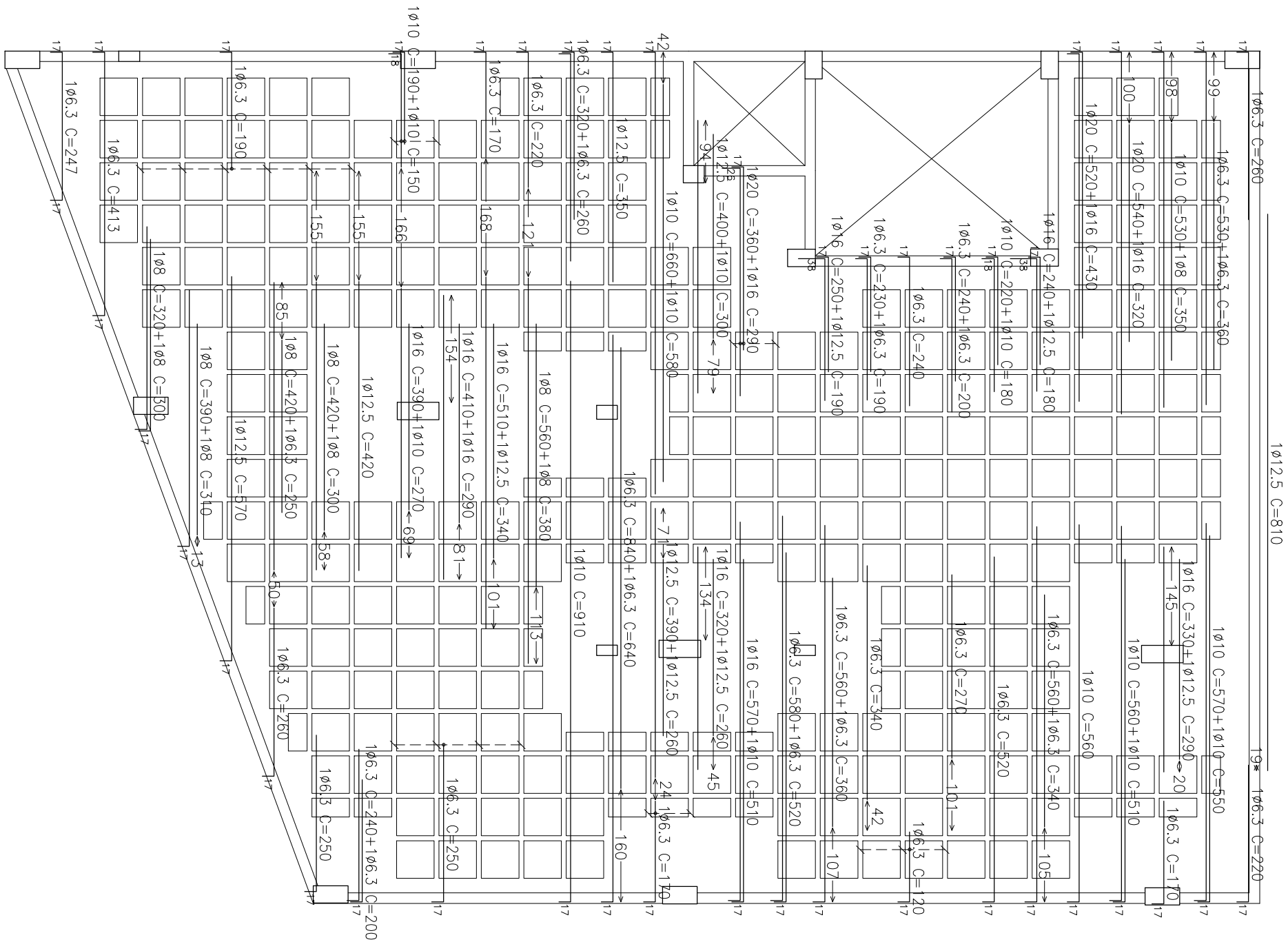


ARMADURA TRANSVERSAL INFERIOR

PISO DA COBERTURA

ESCALA: 1:75

PAGINA 120

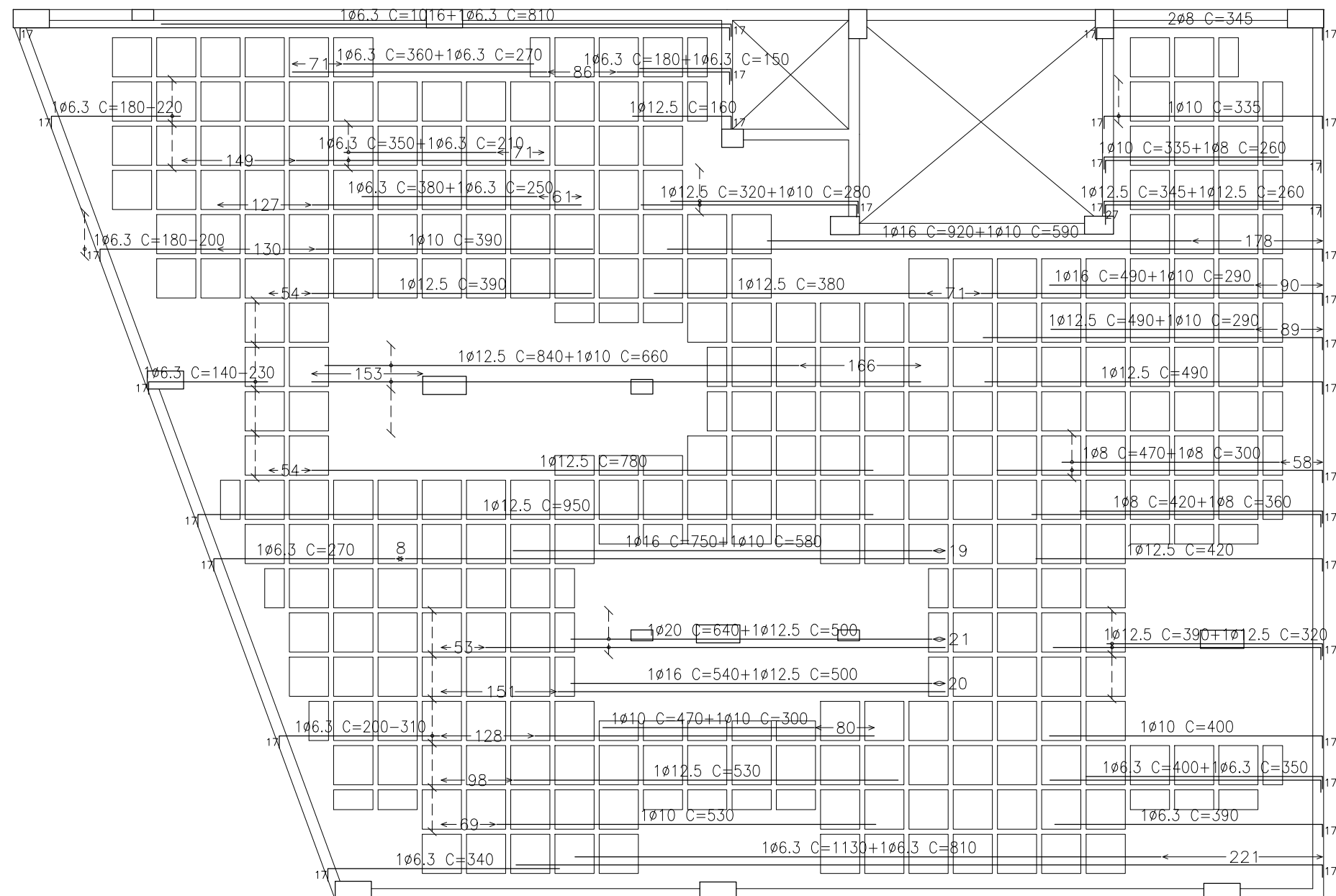


ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR

PISO DA COBERTURA

ESCALA: 1:75

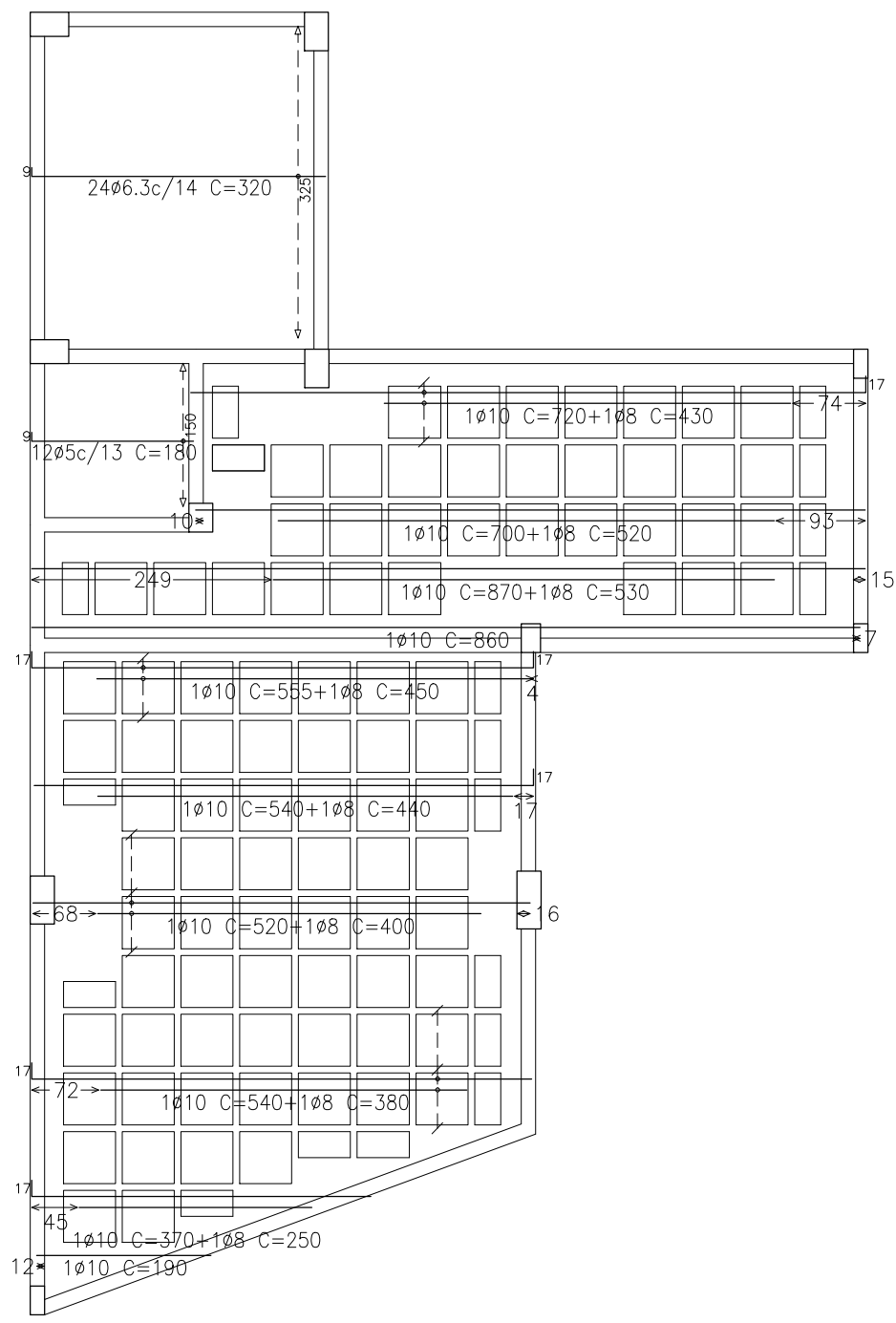
PAGINA 121



PAGINA 122



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

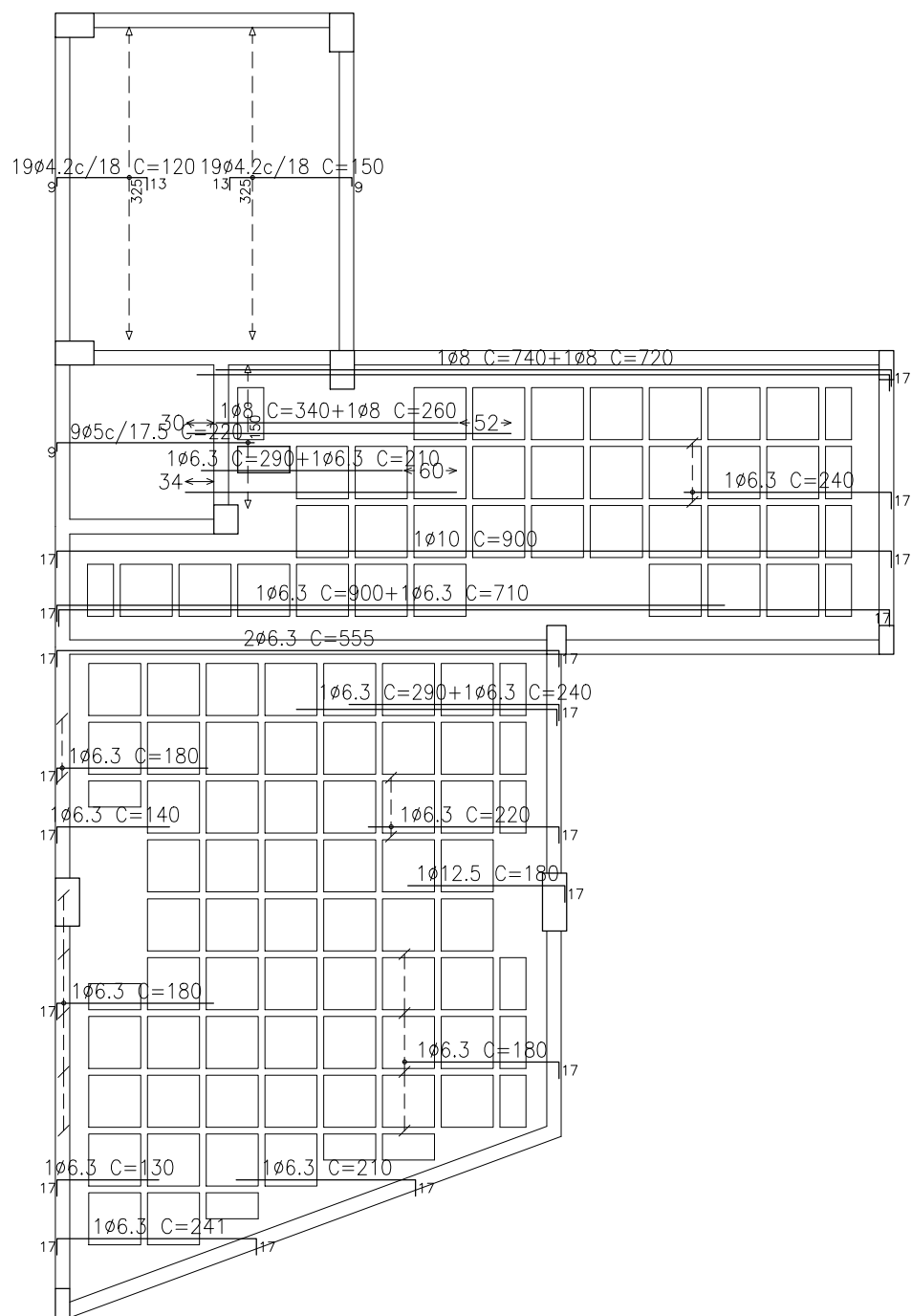
TETO DA COBERTURA

ESCALA: 1:75

PAGINA 124



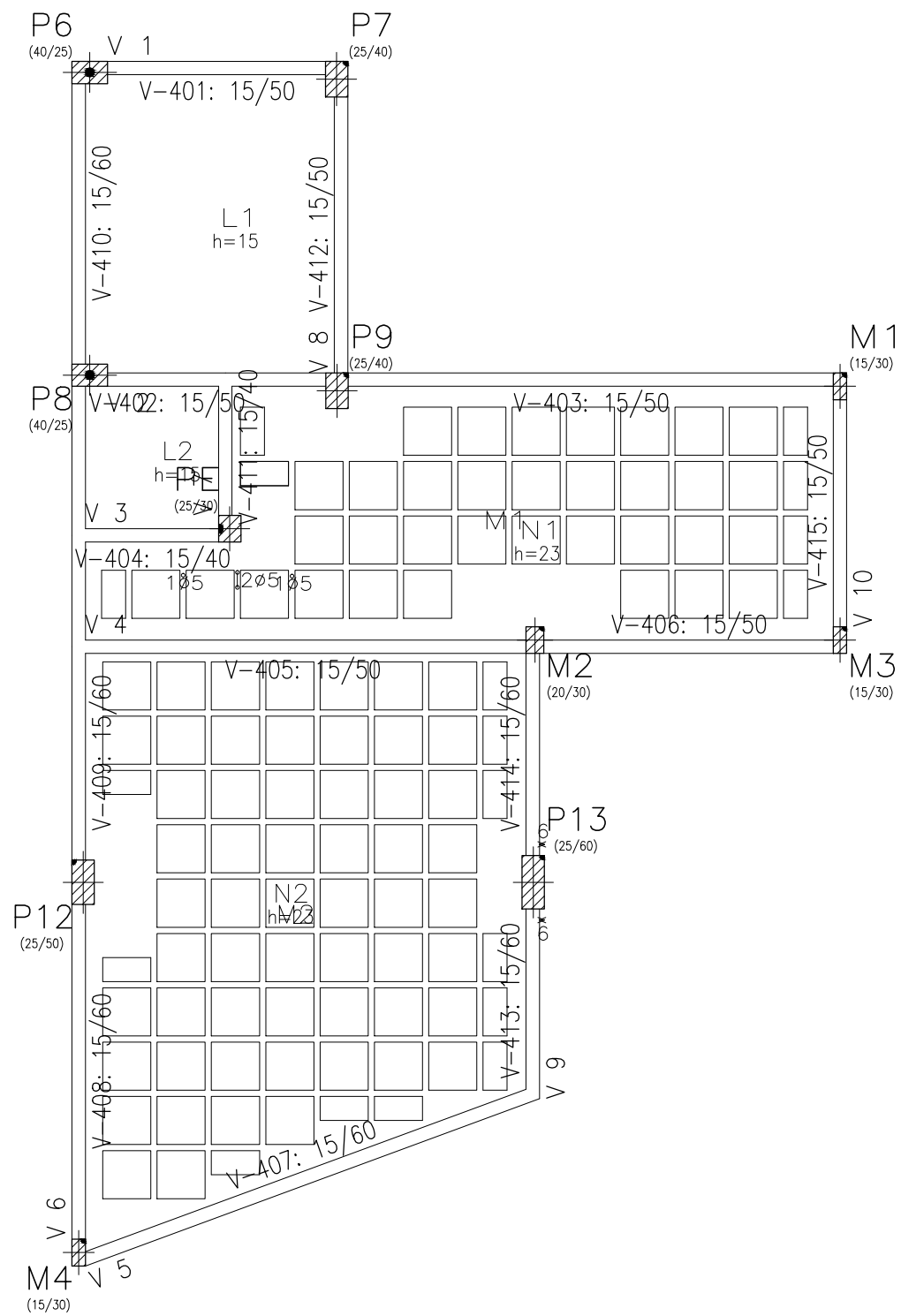
PAGINA 125



ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR
TETO DA COBERTURA

ESCALA: 1:75

PAGINA 126



ARMADURA DE PUNCAO E CISALHAMENTO

TETO DA COBERTURA

ESCALA: 1:75

PAGINA 128